

Le Grand Lille – lien rapide ferroviaire entre la métropole lilloise et le bassin minier

Référence FR01T12B48/DCO/FRA/646-14

16/06/2014

SYSTRA

ETUDES PRÉLIMINAIRES - VOLUME 8 – OUVRAGES D'ART ET GÉNIE CIVIL



LE GRAND LILLE – LIEN RAPIDE FERROVIAIRE ENTRE LA MÉTROPOLE LILLOISE ET LE BASSIN MINIER

ETUDES PRÉLIMINAIRES - VOLUME 8 – OUVRAGES D'ART ET GÉNIE CIVIL

FICHE D'IDENTIFICATION

Maître d'ouvrage	Région Nord – Pas de Calais
Projet	Le Grand Lille – lien rapide ferroviaire entre la métropole lilloise et le bassin minier
Étude	Etudes préliminaires - Volume 8 – Ouvrages d'art et génie civil
Nature du document	Volume 8 – Ouvrages d'art et génie civil
Date	22/12/2014
Nom du fichier	Volume+8_OA+&+GC_V3.0
Référence	FR01T12B48/DCO/FRA/646-14
Nombre de pages	122

APPROBATION

Version	Nom	Fonction	Date	Visa	Modifications
1	Rédaction	EJEE SLAB/YBER JPEL ETHO CPON MLEG	13/06/2014		
	Vérification	E. JEEAWOCK	16/06/2014		
	Engagement de la responsabilité de l'entité	C. HANRIOT	16/06/2014		
2	Rédaction	EJEE SLAB/YBER JPEL ETHO CPON MLEG	15/09/2014		Prise en compte des remarques formulées dans les courriers du 21/07/14 et du 31/07/14
	Vérification	E JEEAWOCK	15/09/2014		
	Engagement de la responsabilité de l'entité	C HANRIOT	15/09/2014		
3	Rédaction	B. ROWENCZYN	22/12/2014		Prise en compte des remarques du 03/11/14
	Vérification	C.HANRIOT	22/12/2014		



Engagement de la responsabilité de l'entité

B. ROWENCZYN

Chef de projet

22/12/2014

TABLE DES MATIÈRES

1.	PRÉAMBULE	10	2.5	PROGRAMME D'INVESTIGATION / DONNÉES COMPLÉMENTAIRES	20
2.	ETUDE GÉOTECHNIQUE ET DES TERRASSEMENTS	11	2.5.1	PROGRAMME D'INVESTIGATION	20
2.1	DONNÉES D'ENTRÉE DE L'ÉTUDE	11	2.5.2	DONNÉES COMPLÉMENTAIRES	20
2.1.1	DOCUMENTATION DE RÉFÉRENCE	11	2.6	SYNTHÈSE POUR LE TERRASSEMENT	20
2.1.2	ETUDES ANTÉRIEURES	11	3.	ETUDE HYDRAULIQUE	21
2.2	CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE	11	3.1	PRÉSENTATION GÉNÉRALE	21
2.2.1	CONTEXTE GÉOLOGIQUE	11	3.1.1	PRÉSENTATION DU PROJET	21
2.2.2	CONTEXTE HYDROLOGIQUE	12	3.1.2	CONTENU DES ÉTUDES	21
2.3	RISQUES ET CONTRAINTES	13	3.1.3	LIMITES DE PRESTATION	21
2.3.1	RISQUE D'INONDATION	13	3.1.4	PARTICULARITÉS DU PROJET	21
2.3.2	RISQUE DE REMONTÉE DE NAPPE	13	3.1.5	DÉROULEMENT DES ÉTUDES	21
2.3.3	SOLS COMPRESSIBLES	13	3.1.6	DEVOIR D'ALERTE	21
2.3.4	RISQUE LIÉ AU RETRAIT GONFLEMENT DES ARGILES	14	3.1.7	CONVENTIONS	21
2.3.5	ALÉA SISMIQUE	14	3.2	ENTRANTS DES ÉTUDES	22
2.3.6	ALÉA CAVITÉ	14	3.2.1	DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE	22
2.3.6.1	Cavités naturelles	15	3.2.2	DOCUMENTS À USAGE DE RECOMMANDATION	22
2.3.6.2	Cavités anthropiques	15	3.2.3	DOCUMENTS DE CADRAGE	22
2.3.6.3	Techniques de traitement	15	3.2.4	DONNÉES D'ENTRÉE	22
2.3.7	SUSCEPTIBILITÉ A LA LIQUÉFACTION	15	3.2.4.1	Données d'entrée officielles	22
2.3.8	RISQUE D'EFFONDABILITÉ	15	3.2.4.2	Données d'entrée recherchées	23
2.3.9	RISQUES ASSOCIÉS AUX DÉPÔTS LÉSSISQUES	15	3.3	ANALYSE DE L'EXPLOITABILITÉ DES ENTRANTS	24
2.3.10	FORMATIONS SUSCEPTIBLES DE GONFLEMENT	16	3.4	ALLOTISSEMENT DU PROJET	24
2.3.11	RISQUES TECHNOLOGIQUES	16	3.4.1	DÉCOUPAGE PAR ZONE	24
2.3.11.1	Principaux risques	16	3.5	SYNOPTIQUE DU PROJET	24
2.3.11.2	Le terril de Sainte Henriette	16	3.6	CONTEXTE DU PROJET LIÉ À LA COMPOSANTE HYDRAULIQUE	25
2.4	GRANDS PRINCIPES DE CONCEPTION	17	3.6.1	DESSCRIPTIF SOMMAIRE DU CONTEXTE	25
2.4.1	PROFIL EN LONG	17	3.6.1.1	Hydrographie	25
2.4.2	DISPOSITIONS GÉNÉRALES	17	3.6.1.2	Ressource en eau superficielle	26
2.4.2.1	Déblais	17	3.6.1.3	Ressource en eau souterraine	26
2.4.2.2	Remblais	17	3.6.1.4	Pluviométrie	27
2.4.2.2.1	Aménagement des remblais en ZI/ZH	17	3.6.1.5	Réglementation	27
2.4.2.2.2	Remblais en zones compressibles	17	3.6.2	ENJEUX ET CONTRAINTES	28
2.4.2.3	Traitement des zones de transition / profils rasants	18	3.7	MÉTHODOLOGIE ET STRATÉGIE D'ÉTUDE	31
2.4.3	PLATE-FORME FERROVIAIRE	18	3.7.1	STRATÉGIE D'ÉTUDE	31
2.4.3.1	Sols supports – PST	18	3.7.2	THÉMATIQUES TECHNIQUES COUVERTES	31
2.4.3.2	Structure d'assise	18	3.7.3	THÉMATIQUES TECHNIQUES NON COUVERTES	31
2.4.4	INTERFACE OUVRAGES PROFONDS / OT, OUVRAGES D'ART /OT	18	3.8	PRINCIPES DE CONCEPTION ET HYPOTHÈSES	31
2.4.5	TERRASSEMENT	18	3.8.1	PRINCIPES GÉNÉRAUX DE CONCEPTION	31
2.4.5.1	Points durs / stratégie travaux	18	3.8.2	INSTALLATIONS HYDRAULIQUES PROJETÉES	34
2.4.5.2	Bilan des terrassements	18	3.8.3	PARTICULARITÉS	34
2.4.5.3	Mouvement des terres	19	3.8.3.1	Drainage longitudinal retenu et contraintes particulières identifiées	34
2.4.5.4	Carrières / emprunts	20	3.8.3.2	Ecoulement naturel marqué en zone de déblai	35
			3.8.3.3	Points bas de déblai	35

3.8.3.4	Profil en long / Tunnel / Tranchée couverte	35	4.3.3.2.1	Présentation	57
3.8.3.5	Alternative à la gestion quantitative des eaux de ruissellement	36	4.3.3.2.2	Ouvrage existant	58
3.9	PARAMÈTRES DE CALCUL	36	4.3.3.2.3	Caractéristique de la structure	58
3.10	INVESTIGATIONS COMPLÉMENTAIRES NÉCESSAIRES	37	4.3.3.3	Franchissement de l'échangeur RD 917	59
4.	OUVRAGES D'ART	38	4.3.3.3.1	Présentation	59
4.1	CLASSEMENT DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE	38	4.3.3.3.2	Caractéristique de la structure	60
4.1.1	OUVRAGES COURANTS :	38	4.4	OUVRAGES NON COURANTS	61
4.1.2	OUVRAGES PARTICULIERS :	38	4.4.1	TYPES D'OUVRAGES	61
4.1.3	OUVRAGES NON COURANTS :	38	4.4.1.1	Bipoutre mixte	61
4.2	OBJECTIFS DES ÉTUDES ET DONNÉES D'ENTRÉE	38	4.4.1.2	Viaduc à tablier métallique à poutres latérales	62
4.2.1	OUVRAGES COURANTS ET PARTICULIERS	38	4.4.2	OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DE LA DEÛLE	63
4.2.1.1	Données d'entrée	38	4.4.2.1	Données fonctionnelles	64
4.2.1.2	Objectifs	39	4.4.2.1.1	Tracé en plan	64
4.2.2	OUVRAGES NON COURANTS	39	4.4.2.1.2	Tracé en long-gabarit	64
4.2.2.1	Données d'entrée	39	4.4.2.1.3	Profil en travers	64
4.2.2.2	Objectifs	39	4.4.2.2	Caractéristiques géotechniques	64
4.3	OUVRAGES D'ART COURANTS	39	4.4.2.3	Caractéristiques techniques de l'ouvrage	64
4.3.1	TYPES D'OUVRAGES	39	4.4.2.3.1	Choix du type d'ouvrage	64
4.3.1.1	Ponts-rails	39	4.4.2.3.2	Tablier	65
4.3.1.1.1	Cadres et portiques	39	4.4.2.3.3	Appuis	65
4.3.1.1.2	Ponts dalles	40	4.4.2.3.4	Phasage de réalisation	66
4.3.1.1.3	Ponts à poutrelles enrobées	41	4.4.2.4	Délais de réalisation	66
4.3.1.2	Ponts-routes	42	4.4.3	OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DE L'A1	66
4.3.1.2.1	Cadres et portiques	42	4.4.3.1	Données fonctionnelles	66
4.3.1.2.2	Pont dalle	42	4.4.3.1.1	Tracé en plan	66
4.3.1.2.3	Ponts à poutres préfabriquées	43	4.4.3.1.2	Tracé en long-gabarit	66
4.3.2	PRINCIPE DE CONCEPTION DES OUVRAGES COURANTS	43	4.4.3.1.3	Profil en travers	67
4.3.2.1	Méthodologie	43	4.4.3.2	Caractéristiques géotechniques	67
4.3.2.2	Hypothèses géotechniques	44	4.4.3.3	Caractéristiques techniques de l'ouvrage	67
4.3.2.3	Hypothèses vis-à-vis des gabarits	44	4.4.3.3.1	Choix du type d'ouvrage	67
4.3.2.3.1	Gabarits ferroviaires	44	4.4.3.3.2	Tablier	67
o	Gabarits verticaux sous OA	44	4.4.3.3.3	Appuis	68
4.3.2.3.2	Hypothèses de rétablissements routiers	45	4.4.3.3.4	Phasage de réalisation	68
4.3.2.4	Données d'entrées des OAC	46	4.4.3.4	Délais de réalisation	68
4.3.2.5	Caractéristiques des ouvrages courants	55	4.4.4	OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DE L'A21	68
4.3.3	OUVRAGES COURANTS PARTICULIERS	56	4.4.4.1	Données fonctionnelles	68
4.3.3.1	Sauts de moutons aux Pk 31+105 et Pk 31+300	56	4.4.4.1.1	Tracé en plan	68
4.3.3.1.1	Description des sauts de mouton	56	4.4.4.1.2	Tracé en long-gabarit	69
4.3.3.1.2	Sauts de moutons au Pk 31+105	56	4.4.4.1.3	Profil en travers	69
4.3.3.1.2.1	Présentation	56	4.4.4.2	Caractéristiques géotechniques	69
4.3.3.1.2.2	Caractéristique de la structure	57	4.4.4.3	Caractéristiques techniques de l'ouvrage	69
4.3.3.1.3	Sauts de moutons au Pk 31+300	57	4.4.4.3.1	Choix du type d'ouvrage	69
4.3.3.1.3.1	Présentation	57	4.4.4.3.2	Tablier	70
4.3.3.1.3.2	Caractéristique de la structure	57	4.4.4.3.3	Appuis	70
4.3.3.2	Franchissement de la RD 306	57	4.4.4.3.4	Phasage de réalisation	70
			4.4.4.4	Délais de réalisation	72
			4.5	MÉTHODES DE RÉALISATIONS ET DE MISES EN PLACE DES OUVRAGES	72

4.5.1	CONSTRUCTION SUR ÉTAIEMENTS	72	5.3.4	POINTS DURS IDENTIFIÉS SUR LE TRACÉ DE RÉFÉRENCE	97
4.5.2	MÉTHODE DE PRÉFABRICATION	72	5.4	CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DE LA TRAVERSÉE DE LESQUIN	101
4.5.3	MISE EN PLACE PAR DÉPLACEMENT LONGITUDINAL	72	5.4.1.1	Installations et logistique de chantier	102
4.5.3.1	Ponts en béton précontraint construits en encorbellement	72	5.4.1.2	Types d'ouvrages	102
4.5.3.2	Ponts en béton précontraint ou à poutres latérales construits par poussage	72	5.4.1.3	Phasage travaux	102
4.5.3.3	Ponts construits sur cintre à l'avancement	75	5.4.1.4	Géométrie des ouvrages	103
4.5.4	MISE EN PLACE PAR DÉPLACEMENT VERTICAL	76	5.5	CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DE LA TRAVERSÉE DE LILLE	104
4.5.4.1	Ponts construits à l'avancement a la grue	76	5.5.1	TUNNEL MONOTUBE ET OUVRAGES ANNEXES	104
4.5.4.2	Ponts construits à l'avancement par hissage	77	5.5.1.1	Logistique et installations de chantier	105
4.5.4.3	Ponts construits par rotation ou tourné	77	5.5.1.2	Technologie de creusement mécanisé au tunnelier	105
4.5.5	MISE EN PLACE PAR DÉPLACEMENT TRANSVERSAL	78	5.5.1.3	Ouvrages de tête et ouvrages annexes	106
4.5.5.1	Mise en place par Kamags	78	5.5.2	SECTEUR DE LA GARE DE LILLE-FLANDRES	108
4.5.5.2	Mise en place par ripage	79	5.5.2.1	Installations et logistique de chantier	108
5.	TUNNELS	80	5.5.2.2	Phasage général des travaux	109
5.1	INTRODUCTION	80	5.5.2.3	Typologie et conception préliminaire des ouvrages	110
5.1.1	OBJET DE L'ÉTUDE	80	5.5.2.4	Choix des méthodes d'excavation et de soutènement	112
5.1.2	BIBLIOGRAPHIE	80	5.5.2.5	Risques d'endommagement et confortement des terrains et des structures existantes	114
5.1.3	CADRE NORMATIF ET RÉFÉRENTIELS	80	5.5.2.6	Géométrie des ouvrages de Lille Flandres	114
5.2	HYPOTHÈSES ET CRITÈRES GÉNÉRAUX DE CONCEPTION	82	5.6	GESTION DES DÉBLAIS	116
5.2.1	IMPLANTATION DU TRACÉ DE RÉFÉRENCE	82	5.6.1	VOLUMES DE DÉBLAIS	116
5.2.2	SÉCURITÉ DES USAGERS ET ACCÈS DES SECOURS	83	5.6.2	VALORISATION ET ÉVACUATION DES DÉBLAIS	117
5.2.3	HYPOTHÈSES FONCTIONNELLES DES SECTIONS COURANTES	84	5.7	ESTIMATIONS DES DÉLAIS	117
5.2.3.1	Vitesses et matériel roulant	84	5.7.1	ESTIMATIONS DES DÉLAIS DE RÉALISATION DE LA TRAVERSÉE DE LESQUIN	117
5.2.3.2	Gabarits et entraxes	84	5.7.2	ESTIMATIONS DES DÉLAIS DE RÉALISATION DE LA TRAVERSÉE DE LILLE	118
5.2.3.3	Sections courantes des ouvrages	85	5.8	CONCLUSION	120
5.2.4	GARES	86	6.	ACRONYMES	122
5.2.4.1	Implantation des gares	86			
5.2.4.2	Configuration des quais	87			
5.2.4.3	Configuration générale des gares	88			
5.2.5	OUVRAGES D'AVANT-GARE DE LILLE-FLANDRES	89			
5.2.5.1	Schéma d'exploitation	89			
5.2.5.2	Configuration des avant-gares	90			
5.2.6	IMPACTS SUR LES AVOISINANTS	90			
5.3	ENVIRONNEMENT DU PROJET	91			
5.3.1	GÉOLOGIE, HYDROGÉOLOGIE, GÉOTECHNIQUE	91			
5.3.1.1	Géologie des parties souterraines du projet	91			
5.3.1.2	Profil géologique des parties souterraines	92			
5.3.1.3	Hydrogéologie	92			
5.3.1.4	Caractérisations géotechniques	93			
5.3.2	ALÉAS NATURELS ET ANTHROPIQUES	94			
5.3.2.1	Structures enterrées	94			
5.3.2.2	Cavités dans la craie	95			
5.3.2.3	Sismicité	95			
5.3.2.4	Inondations	95			
5.3.3	IMPACTS SUR LA CONCEPTION DES OUVRAGES LRF ET SUR L'EXÉCUTION DES TRAVAUX	96			

SOMMAIRE DES ILLUSTRATIONS

Illustration 1. Tracé LRF sur les cartes géologiques au 1/50 000 de Lille et de Carvin (source Geoportail)	12	Illustration 38. Implantation du tracé de référence au droit des traversées de Lille et de Lesquin en souterrain	82
Illustration 2. Carte du risque inondation (source : DREAL Nord Pas de Calais)	13	Illustration 39. Traversée de Lille en souterrain : Implantation en plan et en profil du tracé de référence	82
Illustration 3. Cartes du risque de remontée de nappe (source : site www.inondationsnappes.fr)	13	Illustration 40. Traversée de Lesquin en souterrain : Implantation en plan et en profil du tracé de référence	83
Illustration 4. Cartes du risque lié au retrait gonflement des argiles (source : site www.argiles.fr)	14	Illustration 41. Principe de désenfumage en tunnel - cas d'un incendie entre la gare et un puits de ventilation	83
Illustration 5. Carte d'aléa sismique du département du Nord (source : http://www.developpement-durable.gouv.fr/La-prevention-du-risque-sismique.html)	14	Illustration 42. Principe d'accès des secours	84
Illustration 6. Carte des cavités souterraines (source : site www.bdcavite.net)	14	Illustration 43. Principe de d'évacuation des usagers en tunnel – Système push-pull	84
Illustration 7. Mouvement des terres	19	Illustration 44. Coupes types de la section courante en tunnel monotube	85
Illustration 8. Allotissement projet – Schéma du découpage par lot de la ligne Lille Hénin-Beaumont	24	Illustration 45. Coupe type de la section courante en TC 4 voies	86
Illustration 9. Cartes des bassins du réseau hydrographique principal, source : site - http://www.nord-pas-de-calais.developpement-durable.gouv.fr)	25	Illustration 46. Les scénarii étudiés pour l'implantation de la Gare LRF de Lille Flandres	86
Illustration 10. Carte des reliefs et cours d'eau de la région Nord-Pas de Calais, source : http://sigesnpc.brgm.fr	25	Illustration 47. Plan d'implantation de la future Gare SNCF-LRF de Lesquin	87
Illustration 11. Carte de localisation des stations hydrométriques appartenant au réseau de surveillance en Nord-Pas de Calais, source : http://sigesnpc.brgm.fr	25	Illustration 48. Géométrie et configuration retenue pour les quais de la Gare SNCF-LRF de Lesquin	87
Illustration 12. Carte des risques d'inondation du département du Nord source : site http://cartorisque.prim.net	26	Illustration 49. Géométrie et configuration retenue pour les quais de la Gare LRF de Lille Flandres	88
Illustration 13. Carte des risques d'inondation du département du Pas de Calais source : site http://cartorisque.prim.net	26	Illustration 50. Section courante de la gare de Lesquin	88
Illustration 14. Carte de l'épaisseur de la zone non saturée (profondeur de la nappe) source : Asconit	26	Illustration 51. Plan d'implantation de la future Gare LRF de Lille-Flandres	89
Illustration 15. Carte des périmètres d'adduction en eau potable et des PPRI source : Asconit	27	Illustration 52. Traversée de Lille-Flandres en « Y » pour le raccordement aux 2 extensions nord	89
Illustration 16. Carte de localisation des stations pluviométriques	27	Illustration 53. Schéma synoptique d'exploitation dans la zone de l'avant-gare	89
Illustration 17. Profils en travers type en déblai avec fossé	34	Illustration 54. Vue en plan de l'entonnement à l'avant-gare sud	90
Illustration 18. Profils en travers type en déblai avec collecteur drainant (CD)	34	Illustration 55. Vue en plan de l'avant-gare nord	90
Illustration 19. Profils en travers type en déblai avec fossé béton préfabriqué à barbacanes (FBPB)	34	Illustration 56. Carte géologique du Nord-Pas de Calais	91
Illustration 20. Schéma de principe des points bas en déblai	35	Illustration 57. Coupes géologiques régionales	91
Illustration 21. Schéma de principe du dispositif de rétention en amont hydraulique du tunnel	36	Illustration 58. Profil géologique préliminaire dans le secteur de Lille-Flandres	92
Illustration 22. Schéma de principe du dispositif de rétention au niveau de la tranchée couverte.	36	Illustration 59. Profil géologique préliminaire dans le secteur de Lesquin	92
Illustration 23. Schéma de principe des ouvrages de rétention enterrés	36	Illustration 60. Coupe des lignes 1 & 2 du métro Place des Buisseries et Place de la Gare	94
Illustration 24. Ponts rail de type portique (à gauche) et cadre (à droite)	40	Illustration 61. Emplacement des anciennes fortifications Vauban dans le secteur des Gares de Lille	95
Illustration 25. Pont rail dalle en béton armé	41	Illustration 62. Photographie aérienne d'une crue de la Marque à 7 km de Lesquin	95
Illustration 26. Pont rail dalle en béton armé	41	Illustration 63. Section de la gare de métro de la ligne 1 au droit du projet LRF [5]	97
Illustration 27. Pont route à poutres préfabriquées	43	Illustration 64. Vue en plan des parkings souterrains et de l'enceinte étanche sous Euralille d'après [5]	98
Illustration 28. Exemple de saut de mouton (crédit : RFF/CAPA/Laurent Rothan (TOMA))	56	Illustration 65. Vue générale des avoisinants du tracé LRF [5]	100
Illustration 29. Pont mixte acier/béton	62	Illustration 66. Traversée de Lesquin en souterrain : Implantation en plan et en profil	102
Illustration 30. Exemple d'ouvrage de type RaPL : Franchissement de l'A4 à Bussy-le-Château Crédit : RFF / CAPA / Laurent Rothan (TOMA)	63	Illustration 67. Tranchées couvertes réalisées par Solétanche Bachy, ouvrages ligne 2 section F du métro de Lille	102
Illustration 31. RAPL	63	Illustration 68. Phasage de travaux proposé par RFF pour le déplacement de la ligne existante en TC	103
Illustration 32. Exemple d'ouvrage à poutres treillis à hauteur variable : Franchissement de la Saône à Lyon – Viaduc de la Mulatière	63	Illustration 69. Secteurs de section type de la traversée Lesquin	103
Illustration 33. Principe de traction à l'aide d'un treuil	74	Illustration 70. Coupe GC de la gare de Lesquin (Coupe A-A)	103
Illustration 34. Patins de glissement liés aux appuis et patins de glissement solidaires du tablier	74	Illustration 71. Coupe GC de la section courante de la traversée de Lesquin en TC à 4 voies (Coupe B-B)	104
Illustration 35. Principe du lançage sans aire de montage à l'arrière des culées	75	Illustration 72. Coupe GC de la section en TC et TO lorsque la voie SNCF remonte au sud de Lesquin (Coupe C-C)	104
Illustration 36. Système de poussage : Le cycle d'avancement	75	Illustration 73. Traversée de Lille en souterrain : Secteurs d'étude	104
Illustration 37. KAMAG	78	Illustration 74. Zone d'implantation de la base d'installation chantier du tunnelier	105
		Illustration 75. Géologie traversée par le tunnelier	105
		Illustration 76. Principaux type de tunnelier à pression de confinement adaptée au LRF.	106
		Illustration 77. Estimation préliminaire des pressions de confinement	106
		Illustration 78. Implantation et profil en long de la tranchée de la tête Sud du tunnel	107
		Illustration 79. Exemple du tympan sous cloche pour le prolongement du métro B vers Oullins à Lyon	107
		Illustration 80. Exemple de puits de secours circulaires	107
		Illustration 81. Implantation possible des puits d'accès aux secours	108
		Illustration 82. Ouvrages LRF du secteurs de la future gare souterraine de Lille Flandres	108

Illustration 83. Ouvrages LRF du secteurs de la future gare souterraine de Lille Flandres	108
Illustration 84. Implantation envisagée pour le puits principal de travaux et pour la base d'installation de chantier principale	108
Illustration 85. Implantation possible pour la base d'installation de chantier secondaire	109
Illustration 86. Phasage général des travaux de réalisation des ouvrages du secteur de la gare de Lille-Flandres	110
Illustration 87. Section à double voûte étudiée pour la gare Lille-Flandres	110
Illustration 88. Section à 4 voûtes retenue pour la gare Lille-Flandres	110
Illustration 89. Comparaison des cuvettes de tassements engendrées par les différentes configurations de gares	111
Illustration 90. Comparaison des valeurs de tassements engendrées par les différentes configurations de gares	111
Illustration 91. Principes de construction de l'entonnement en ouvrages élémentaires	111
Illustration 92. Exemple de phasage de réalisation avec une excavation en sections divisées (hors traitement des terrains)	113
Illustration 93. Vue en plan du génie civil du corps principal de la gare	115
Illustration 94. Coupe génie civil du le corps principal de la gare	115
Illustration 95. Vue en plan du génie civil des ouvrages de l'avant-gare Sud	115
Illustration 96. Sections des ouvrages élémentaires de type 1 & 2	115
Illustration 97. Sections des ouvrages élémentaires de type 3 & 4	116
Illustration 98. Coupe transversale au droit des voies de communications croisées (type 5 + 2 types 4)	116
Illustration 99. Coupe transversale de l'arrière-gare	116
Illustration 100. Vue en plan du génie civil prévu pour le corps principal de la gare	116
Illustration 101. Planning prévisionnel de la réalisation de la traversée de Lesquin	118
Illustration 102. Planning prévisionnel des travaux génie civil	119

SOMMAIRE DES TABLEAUX

Tableau 1.	Bilan brut des matériaux	18
Tableau 2.	Pourcentage de réutilisation par matériaux	19
Tableau 3.	Bilan des terrassements	19
Tableau 4.	Entrants études – Documents de référence	22
Tableau 5.	Entrants études – Documents à usage de recommandation	22
Tableau 6.	Entrants études – Données d’entrée officielles	22
Tableau 7.	Entrants études – Données d’entrée recherchées	23
Tableau 8.	Allotissement projet – Découpage par zone	24
Tableau 9.	Paramètres de calcul – Principaux paramètres	36
Tableau 10.	Coefficient de Montana Lille-Lesquin 1955-1996	36
Tableau 11.	Coefficient de ruissellement.	37
Tableau 12.	Seuils de déformation admissible proposé à titre indicatif pour des avoisinants de sensibilité « courante »	91
Tableau 13.	Perméabilité des différents horizons rencontrés sous Euralille, d’après [5]	93
Tableau 14.	Epaisseur des couches géologiques et des sous-ensembles géotechniques	93
Tableau 15.	Valeurs géomécaniques des différentes formations (issues d’InfoTerre)	94
Tableau 16.	Avoisinants potentiellement impactés par la traversée de Lille	100
Tableau 17.	Avoisinants potentiellement impactés par la traversée de Lesquin	101
Tableau 18.	Domaines de pertinence des méthodes d’excavation en souterrain	113
Tableau 19.	Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin	116
Tableau 20.	Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin	117
Tableau 21.	Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin	117
Tableau 22.	Délais de réalisation du génie-civil des ouvrages de la traversée de Lesquin	118
Tableau 23.	Délais de réalisation du génie-civil des ouvrages de la traversée de Lesquin	119

1. PRÉAMBULE

Le présent dossier constitue le volume « Génie civil et ouvrages d'art » des études préliminaires du projet de Liaison Rapide Ferroviaire entre la métropole lilloise et le bassin minier du Nord et du Pas-de-Calais. D'une longueur d'environ 30 km, le tracé projeté relie Hénin-Beaumont à la gare de Lille-Flandres suivant un corridor d'axe Sud-Nord en longeant la LGV Nord jusqu'à Seclin et en passant à proximité de l'aéroport de Lesquin. Puis il entre dans le bassin minier à hauteur de Carvin, traverse le canal de la Deûle. Le tracé se termine à Saint-Henriette où il recoupe un ancien teruil.

Le matériel envisagé pour cette liaison ferroviaire de type RER permettra de répondre à une vitesse d'exploitation de 160 km/h.

Ce dossier contient l'étude géotechnique du projet, l'étude hydraulique, l'étude des ouvrages d'art et l'étude des tunnels.

La pose de ballast et l'ensemble des questions liées à la voie sont traitées dans le chapitre 9.

2. ETUDE GÉOTECHNIQUE ET DES TERRASSEMENTS

L'objet de ce chapitre est la caractérisation géotechnique des formations rencontrées sur le projet, des contraintes géologiques associées et la présentation de manière générale des règles de conception à appliquer.

2.1 Données d'entrée de l'étude

2.1.1 Documentation de référence

Les référentiels techniques utilisés sont les suivants :

- IN 0258 – Infrastructure de la voie - constitution et profils des plateformes – Assainissement et consolidation des plateformes et des terrassements,
- IN 0260 – dimensionnement des structures d'assise pour la construction et la réfection des voies ferrées,
- IN 3278* - Référentiel Technique pour la réalisation des LGV – Partie Génie Civil (valeurs de portance, blocs techniques, tassements admissibles),
- Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR), LCPC-SETRA, juillet 2000, 2^{ème} Edition
- Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (GTS), LCPC-SETRA, 2000
- Eurocode 7 – Calcul géotechnique – NF EN 1997-1 juin 2005
- Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques – NF EN 1998-5 Septembre 2005
- Fascicule 62 – Titre V – règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

*L'IN 3278 est pris comme référence bien que celui-ci s'applique pour les lignes à grande vitesse. Des adaptations pourront y être apportées afin de ne pas surdimensionner les ouvrages.

2.1.2 Etudes antérieures

Les études antérieures réalisées sur ce projet sont les suivantes :

- Le rapport de faisabilité réalisé par Arcadis en août 2009, référencé 21B-08-0039E_rapport final_11 août 2009
- Le rapport de pré-faisabilité réalisé par Setec en octobre 2010, référencé 22520AMOLT2A00
- La définition d'une programmation urbaine du projet de la friche Sainte Henriette, février 2012

2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

2.2.1 Contexte géologique

Le projet se développe selon une direction Nord – Sud dans un contexte morphologique relativement plat. Les cotes du terrain naturel sont globalement comprises entre 22 et 38 mètres NGF, avec une zone d'altitude comprise entre 40 et 50 m NGF entre les PK 3+600 et PK 9+250. Le projet traverse la plaine alluviale de la Deûle entre les PK 24+000 et PK 29+000.

La synthèse géologique présentée ci-après fait notamment référence aux cartes géologiques du BRGM au 50 000^{ème}, feuilles de Lille-Halluin et Carvin, et à l'étude du CETE Nord-Picardie du 09 février 2009 « Etudes préalables aux PPRI par ruissellement sur l'arrondissement de Lille ».

Sur la figure qui suit on peut observer que les formations rencontrées par le projet sont en majorité les craies du Sénonien recoupées sur les 16 premiers kilomètres environ représentant le nord du tracé, les argiles de Louvil et les alluvions récentes de la Deûle interceptées au sud du tracé sur environ 14 km.



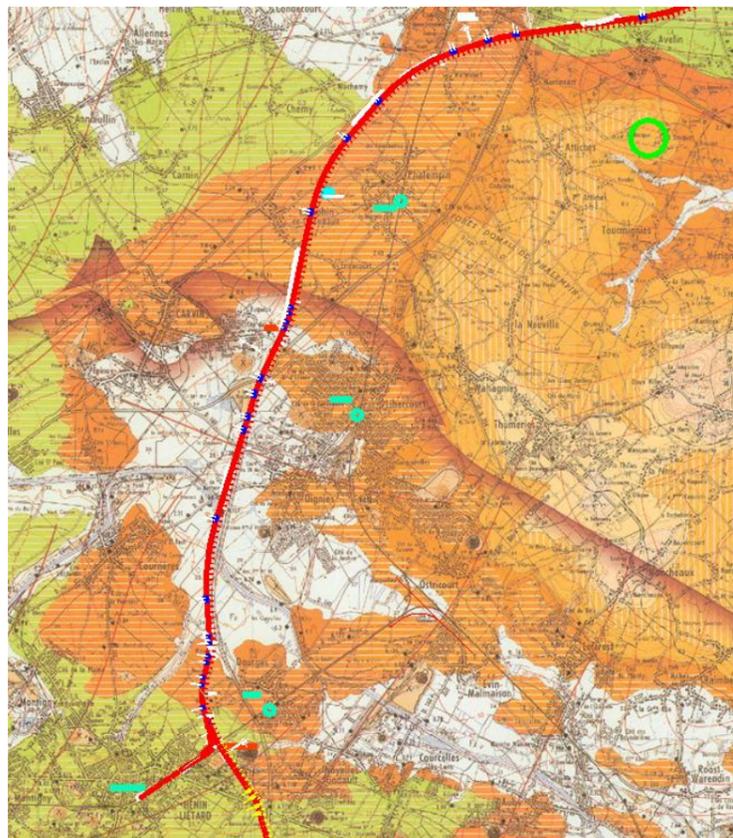


Illustration 1. Tracé LRF sur les cartes géologiques au 1/50 000 de Lille et de Carvin (source Geoportail)

Pour la lecture de la figure 1, on se référera à la légende des cartes géologiques (Cf. annexe « tracé projeté sur les cartes géologiques »).

Sur le secteur d'étude, cinq ensembles principaux sont rencontrés ;

- C4 : la craie blanche du Sénonien, abritant une nappe exploitée,
- e2a : l'argile de Louvil (Eocène), gris noire ou verdâtre, avec de gros silex en base de formation et des niveaux de grès tendres et poreux. Ce niveau est épais de 10 à 15 m.
- e2b : les sables d'Ostricourt, blancs et verts à jaunes (Eocène), abritant une nappe exploitée. Ils se composent de sable fin homométrique, très argileux en pied. L'épaisseur de l'ensemble est de l'ordre de 25 à 30m.
- LP / L : des limons recouvrant les formations précédentes ; limons jaunes clairs sur la craie, limons sableux sur l'Eocène. Il s'agit de limons lœssiques apportés par les vents lors de la dernière glaciation. Ils sont souvent mélangés à des produits issus de l'érosion du substrat soit argileux soit sableux. Leur épaisseur est très variable de zéro à une dizaine de mètres.
- Fz / Fz1 : les alluvions récentes, principalement le long du canal de la Deûle. Elles sont composées d'argiles grises ou jaunâtres, de sables et de sables argileux, présentant des passées de tourbe et des lits de graviers.

On garde en mémoire que l'on peut également rencontrer sur le tracé de la terre végétal, de l'humus ou des remblais.

Le profil en long géologique est présenté en annexe. Ce profil est une coupe schématique réalisée sur la base des sondages du BRGM et des cartes géologiques. Les épaisseurs des couches, difficiles à évaluer à ce stade, ne sont pas représentatives.

2.2.2 Contexte hydrologique

On peut distinguer dans ce secteur trois nappes.

La première et la plus profonde est **la nappe du calcaire carbonifère**. Elle est comprise dans le substratum calcaire d'âge primaire par des niveaux imperméables plus profonds de natures schisteuses. Elle est captive car recouverte par des formations superficielles imperméables. Son niveau a baissé après une intense exploitation aujourd'hui restreinte.

Son régime de circulation s'apparente à un régime karstique expliquant les contrastes de débits en différents points de captage, de plusieurs centaines à quelques dizaines de mètres cubes par heures.

La seconde est celle **de la craie du Sénonien et Turonien**. Son substratum correspond aux marnes du Turonien qui l'isole de la précédente. Elle est principalement libre mais devient captive dès lors qu'elle est recouverte par les argiles de Louvil. Elle fait également l'objet de nombreux captages.

Les Sables d'Ostricourt présentent également une nappe isolée de la précédente par l'argile de Louvil. Elle est séléniteuse avec une présence fréquente de gypse près de la surface. Elle est considérée comme une nappe superficielle.

Enfin on compte également dans la région des niveaux aquifères à la base des limons pléistocènes ainsi que des circulations d'eau dans les alluvions de la Deûle.

2.3 Risques et contraintes

2.3.1 Risque d'inondation

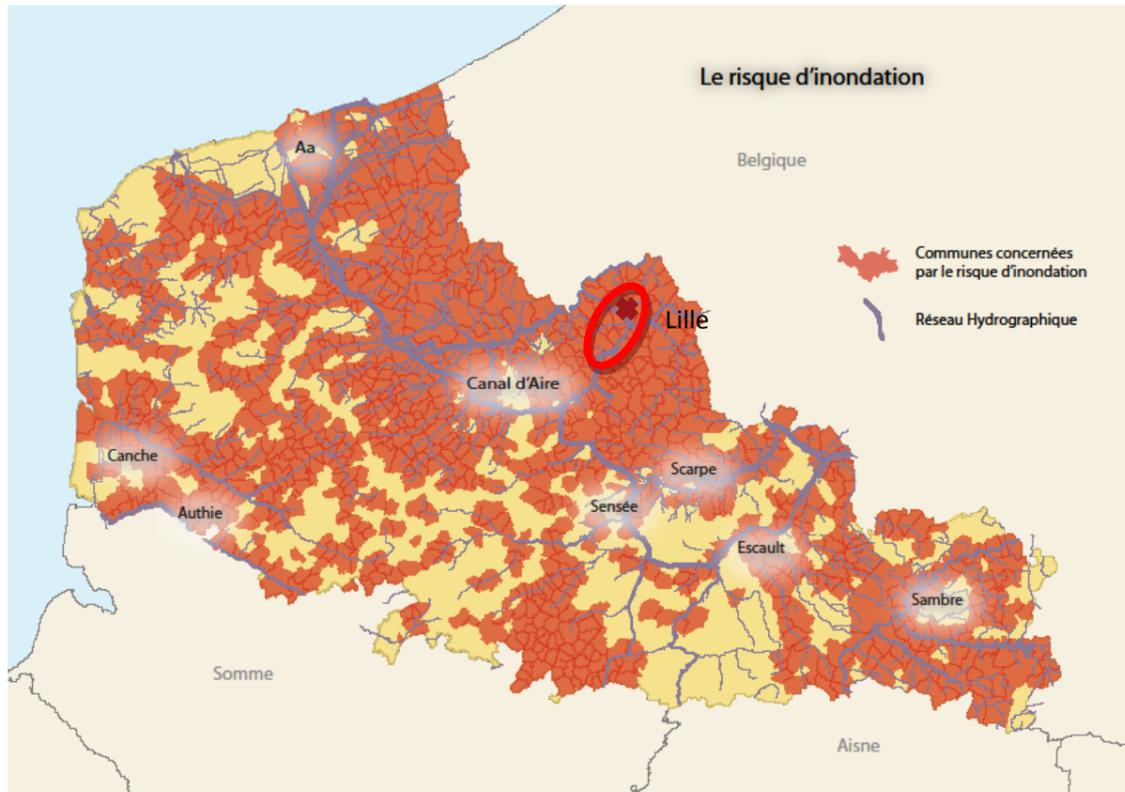
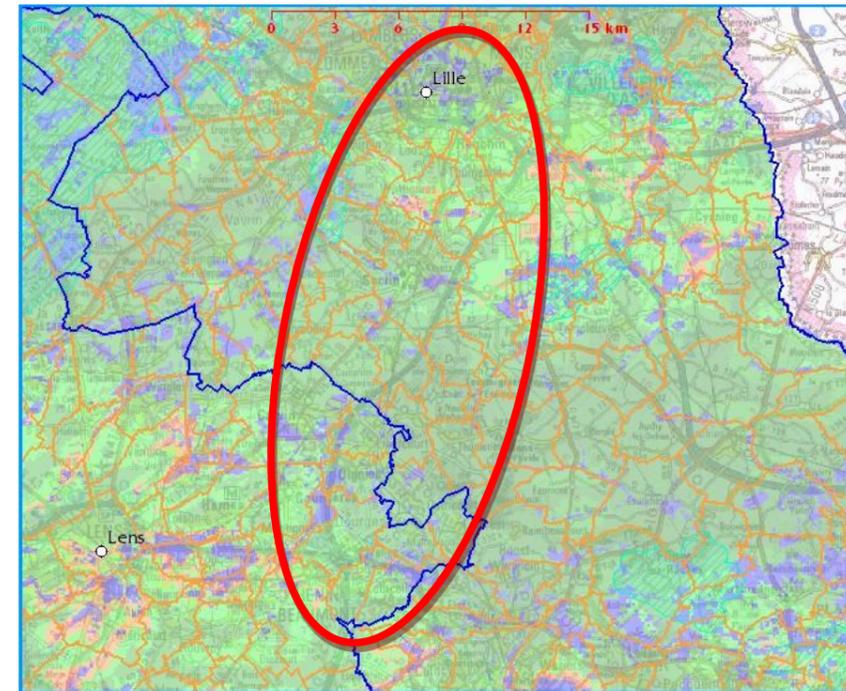


Illustration 2. Carte du risque inondation (source : DREAL Nord Pas de Calais)

Lille et Lens sont au centre de deux Territoires à Risque d'Inondation (TRI). Un TRI est une zone de « concentration d'enjeux », où les enjeux potentiellement exposés aux inondations sont les plus importants (comparés à la situation globale du district), ce qui justifie une action volontariste et à court terme de la part de l'État et des parties prenantes concernées via la mise en place obligatoire de stratégies locales de gestion des risques d'inondation. Il s'agit également d'une zone emblématique pour la mise en œuvre des PGRI (Plan de Gestion du Risque d'Inondation) et l'atteinte de leurs objectifs et par extension, l'atteinte des objectifs fixés dans la SNGRI (Stratégie Nationale de Gestion des Risques d'Inondation).

2.3.2 Risque de remontée de nappe



Légende socle



Légende sédiment



Illustration 3. Cartes du risque de remontée de nappe (source : site www.inondationsnappes.fr)

Les risques de remontée de nappe sont plus importants entre Seclin et Hénin-Beaumont (nappe sub-affleurante) ainsi que sur Lille.

2.3.3 Sols compressibles

Les sols qui présentent un caractère « compressible » sur l'ensemble du tracé sont globalement représentés par les argiles de Louvil et les argiles d'Orchies, les alluvions récentes de la vallée de la Deûle. Les dépôts loessiques peuvent aussi être concernés.

Compte tenu des exigences propres aux ouvrages des lignes ferroviaires notamment en matière de tolérances géométriques, de tassements admissibles, la construction des ouvrages en zone compressibles impose de prévoir des dispositions constructives particulières visant à limiter les déformations préjudiciables aux ouvrages. Ces dispositions peuvent être :

- Soit la substitution des sols compressibles si ces derniers sont peu épais (2 à 3 m),

- Soit la mise en œuvre de techniques spéciales pour accélérer la consolidation des sols compressibles, tels que la mise en place de drains verticaux, la réalisation de préchargement, la construction par phase des remblais, l'amélioration des sols d'assise par colonnes ballastées ou inclusions rigides.

2.3.4 Risque lié au retrait gonflement des argiles

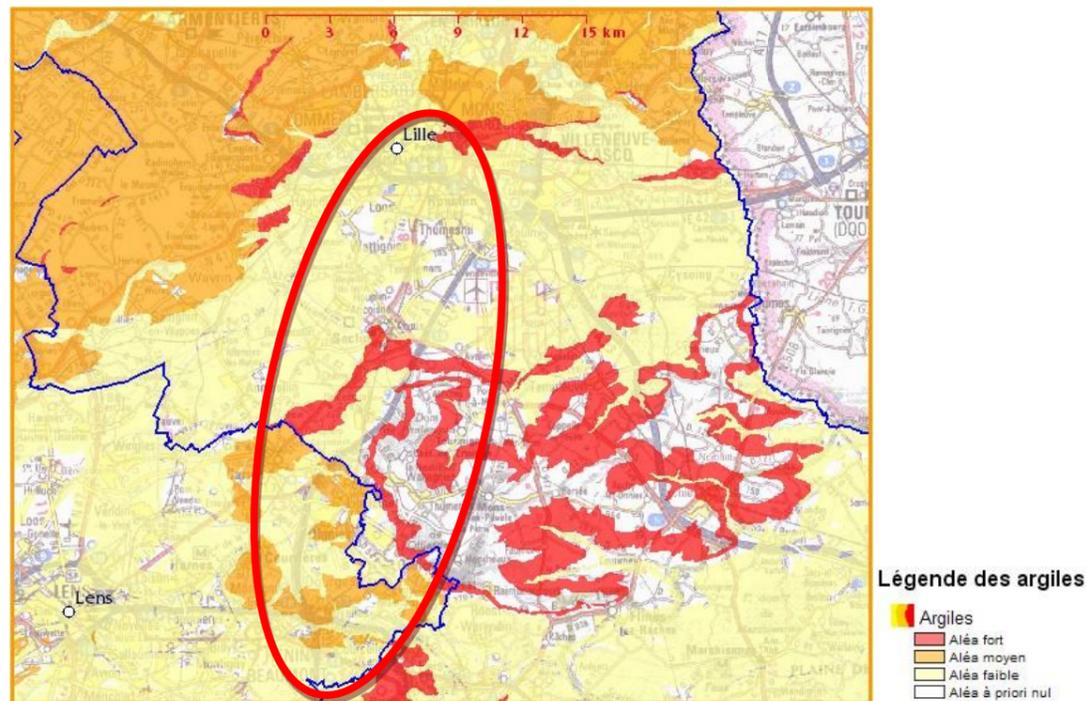


Illustration 4. Cartes du risque lié au retrait gonflement des argiles (source : site www.argiles.fr)

Le risque de retrait gonflement des argiles concerne la quasi-totalité du tracé et principalement la partie sud du projet où les argiles sont bien représentées par les argiles de Louvil. Il est très fort entre Seclin et Camphin-en-Carembault et localement moyen entre Camphin-en-Carembault et Hénin-Beaumont.

2.3.5 Aléa sismique

Le dispositif réglementaire parasismique repose sur les articles R.563-1 à R.563-8 et D.563-8-1 du code de l'environnement, ainsi que sur les arrêtés ministériels d'application précisant les règles parasismiques applicables aux différents types d'ouvrages. La réglementation parasismique a été actualisée par la parution des décrets n°2010-1254 et n°2010-1255 du 22 octobre 2010, modifiant le zonage sismique et introduisant les nouvelles règles de construction parasismique. Cette nouvelle réglementation est entrée en vigueur le 1er mai 2011.



Illustration 5. Carte d'aléa sismique du département du Nord (source : <http://www.developpement-durable.gouv.fr/La-prevention-du-risque-sismique.html>)

2.3.6 Aléa cavité

L'aléa cavité concerne aussi bien les cavités naturelles, principalement les karsts, que les cavités anthropiques (carrières par exemple). Celles recensées sur la zone du tracé sont présentées sur la carte ci-après.

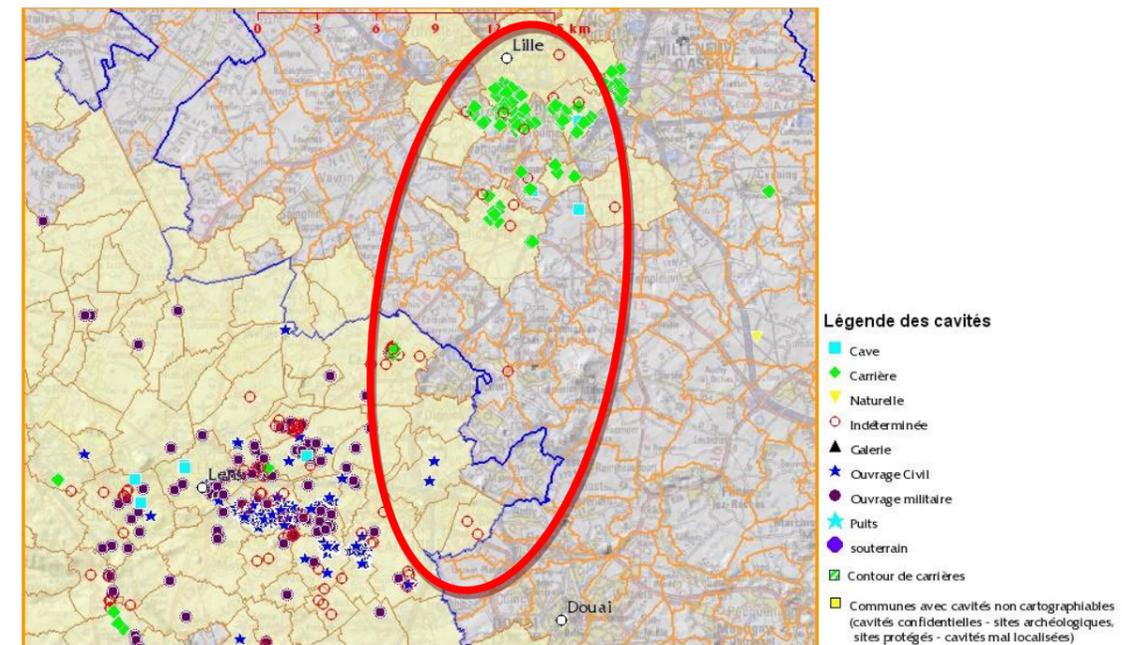


Illustration 6. Carte des cavités souterraines (source : site www.bdcavite.net)

2.3.6.1 Cavités naturelles

Ces cavités sont de nature très variée et donc de dimensions très variables. Le plus généralement dues à la dissolution de carbonates ou de sulfates par des circulations d'eau au sein de la roche, on retrouve des karsts, des grottes et des gouffres.

2.3.6.2 Cavités anthropiques

Sur la carte des cavités souterraines ci-avant, de nombreuses cavités anthropiques sont mises en évidence sur le projet :

- Les carrières sont présentes en forte concentration sur le nord du tracé ; les marnières sont plus difficiles à situer car leur puits d'accès ont été le plus souvent rebouchés ce qui rend encore plus délicat la prévention des risques associés à leur effondrement ;
- Les caves, dont l'usage principal était le remisage, le stockage ou encore une activité agricole (champignonnière) ;
- Les ouvrages civils, à usage d'adduction et de transport ;
- Les cavités de nature indéterminée.

De plus le sous-sol du site de Sainte-Henriette contient les vestiges d'anciennes installations minières (fondations, collecteurs, etc.) aujourd'hui démantelées.

Sur le tracé, on remarque la présence d'une fosse, correspondant à un puits minier au PK 27+100. Elle est repérée par le numéro 9 - 9bis de la carte géologique de Carvin.

Dans tous les cas la présence de cavité naturelle ou anthropique fera l'objet d'une étude historique de site pour détecter les risques réels présents sur le tracé du projet.

2.3.6.3 Techniques de traitement

Dans le cadre d'un projet ferroviaire, après détection et évaluation de la taille des cavités, il convient de minimiser le risque d'effondrement lié à celles-ci par des techniques de prévention « actives » appropriées telles que :

- La consolidation des ouvrages souterrains
- Le remblayage partiel
- Le comblement des vides (remblayage total)
- La suppression des vides

Le choix entre ces techniques prend en compte le coût de l'opération et fait généralement suite à une analyse de risques.

2.3.7 Susceptibilité à la liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction concerne principalement les sols de granulométrie constante, situés sous nappe, présentant de faibles résistances et soumis à des sollicitations sismiques.

Les formations sableuses et notamment les sables d'Ostricourt devront faire l'objet de vérification vis-à-vis de la susceptibilité à la liquéfaction.

Le risque de liquéfaction ne sera pas étudié vis-à-vis des sollicitations sismiques car le projet se trouve en zone de sismicité 2 d'après la carte d'aléa sismique du département du Nord (figure 5) et, selon les termes de l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal », l'analyse de la liquéfaction n'est pas requise en zones de sismicité 1 et 2 (sismicité très faible et faible).

Vis-à-vis des sollicitations dynamiques induites par les circulations ferroviaires, la vérification de la susceptibilité à la liquéfaction est à effectuer sur l'ensemble du projet pour les sols en place situés à moins de 4 m sous la cote du rail. Cette vérification concerne essentiellement les sections en profils rasants, les zones de transition déblai/remblai et les ouvrages de faibles hauteurs.

2.3.8 Risque d'effondrabilité

L'effondrabilité correspond à une diminution de volume d'un sol non saturé lorsque sa teneur en eau augmente à contrainte constante.

Pour qu'il y ait effondrement il faut :

- en premier lieu que le sol soit non saturé, c'est-à-dire en pratique se situer au-dessus du niveau de la nappe phréatique,
- ensuite que le sol soit à l'origine dans un état de compacité suffisamment lâche pour conduire à des diminutions significatives de volume sous saturation : la porosité du sol est donc un élément déterminant,
- enfin que la structure du sol présente des liaisons fragiles entre agrégats, c'est-à-dire en pratique qu'il contienne une certaine proportion d'argiles ou de carbonates.

Parmi les divers critères d'effondrabilité proposés dans la bibliographie, il est retenu les deux critères suivants qui apparaissent bien adaptés aux sols loessiques rencontrés en France :

- le critère de GIBBS et BARRA présenté dans GIBBS H.J. & BARRA J.P. (1962) : Predicting surface subsidence from basic soil tests. ASTM STP 322, 277-283.
- le critère de STEPHANOFF et KREMAKOV présenté dans STEPHANOFF G. & KREMAKOV B. (1960) : Building properties of Bulgarian loess soils. Publishing office techniika, Sofia, 220 p.

2.3.9 Risques associés aux dépôts loessiques

Le loess est un sol sédimentaire détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne sous climat périglaciaire. Aussi appelé « limons des plateaux », il est constitué principalement de particules d'argiles, de silice et de calcaire dans le Nord de la France. Ses grains sont essentiellement de granulométrie comprise entre 10 et 50µm.

De par leur granulométrie et leur structure, les loëss peuvent présenter des risques de tassement et / ou d'effondrement, voire de liquéfaction (cf. thèse de J-P KARAM, étude de la rhéologie des loëss du Nord de la France, Application à l'évaluation du risque de liquéfaction, 23/11/2006).

C'est une formation de couverture que l'on retrouve sur l'ensemble du tracé et dont le comportement est fonction de leur état hydrique.

La bonne connaissance de leur état hydrique et de leur réaction au traitement permettra une bonne maîtrise des terrassements en termes de traficabilité (orniérage, portance) et de réutilisation (% de traitement, humidification).

2.3.10 Formations susceptibles de gonflement

L'étude de la susceptibilité des sols au gonflement concerne principalement les sols argileux et marneux.

D'après la cartes du risque de retrait gonflement des argiles figure 2, les argiles d'Orchies (e3) et les argiles de Louvil (e2a) peuvent présenter un risque de gonflement, soit en plate-forme de déblai après décaissement d'une charge importante de matériau, soit à la réutilisation pouvant provoquer des désordres dans les ouvrages qui en seraient constitués.

Les zones du tracé concernées sont comprises entre les PK 15+850 et PK 24+200 et entre les PK 29+500 et PK 30+700.

En matière de sols susceptibles de présenter des phénomènes de gonflement, on peut distinguer 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 en référence à l'IN3278, tome II, le confinement induit par la structure d'assise (couche de forme + sous couche) et la surcharge d'exploitation ferroviaire.

2.3.11 Risques technologiques

2.3.11.1 Principaux risques

Sur le tracé du projet on peut noter les risques technologiques suivants (informations issues du site www.prim.net) :

- Risque industriel (2 communes)
- Transport de marchandises dangereuses (15 communes)
- Engins de guerre (12 communes)
- Rupture de barrage (5 communes)
- Terril, repéré du PK 31+450 au PK 31+620

Les risques technologiques précédemment cités devront faire l'objet d'une étude historique de site pour détecter les risques réels présents sur le tracé du projet.

2.3.11.2 Le terril de Sainte Henriette

L'exploitation minière débutant en 1856 est le plus ancien de la société des mines de Dourges. Sa production atteint 1 750 000 tonnes. La fermeture du site est progressive, elle démarre par la cokerie en 1958, le puits n°2 est remblayé en 1967 et le puits n°2 bis en 1971. Enfin la centrale ferme en 1981. Le site de Saint-Henriette s'est structurée autour de son activité minière donnant naissance à deux terrils issus de l'exploitation de la fosse n°2-2 Bis, les terrils 87 et 92, tous deux propriété de la communauté d'agglomération d'Hénin-Carvin.

Le terril 87 est de forme conique. Il représente une surface de 13 hectares pour une hauteur d'environ 100 mètres. Il est emblématique de la région Nord-Pas-De-Calais. Celui-ci est classé par l'Unesco au patrimoine mondial de l'humanité depuis le 1er juillet 2012.

Le terril 92, qui est traversé par le tracé du présent projet, est de forme tronqué. Il s'étend sur une surface de 5 hectares pour une hauteur d'environ 75 mètres.

Les terrils ont été produits par l'accumulation des déchets « stériles » extraits du sous-sol, pour l'essentiel du schiste et comprenant parfois un peu de houille.

Les deux terrils présentent des signes d'instabilité. La stabilité des flancs du terril n°92 est globalement assurée, mais les coefficients de stabilités restent faibles.

De nombreux signes d'instabilité et d'érosion ont été constatés concernant le terril n°87. Son assise est grevée d'un périmètre d'inconstructibilité de 50 mètres.

2.4 Grands principes de conception

2.4.1 Profil en long

Les principales caractéristiques du profil en long du présent projet sont les suivantes :

- Un tunnel du PK 0+000 au PK 2+400, au départ de la gare de Lille-Flandres,
- Une tranchée couverte du PK 5+900 au PK 8+150, passant sous la ville de Lesquin,
- Un linéaire d'ouvrages en déblai d'environ 12 600 mètres,
- Un linéaire d'ouvrage en remblai d'environ 10 000 mètres,
- Un linéaire de profil rasant d'environ 9 000 mètres.

Globalement ce profil en long présente environ un tiers de déblai, un tiers de remblai et un tiers de profil rasant sur l'ensemble des 30 km du tracé.

2.4.2 Dispositions générales

2.4.2.1 Déblais

La majorité des déblais se trouve dans la première partie du tracé (tunnel du PK 0+000 au PK 2+400 ; tranchée couverte du PK 4+100 au PK 7+740), liée à la présence du tunnel et de la tranchée couverte. L'ensemble de ces déblais se situe dans les craies du Sénonien. La hauteur moyenne en déblai sur 8 ouvrages est de 8m.

Les pentes de talus ont été fixées à 2H/1V (Horizontal/Vertical) pour réaliser une première estimation des volumes de déblais. Il est possible que les pentes soient optimisées en fonction des résultats des reconnaissances de la phase ultérieure, des hauteurs d'ouvrages en déblai ou des besoins en matériaux.

Le volume de matériau de déblai estimé à cette phase d'étude est d'environ 1 550 000 m³.

On notera également les hauteurs de 10m, en entrée et sortie de tranchée couverte, qui feront l'objet de murs de soutènement.

Le terril 92

Le terril est traversé entre les PK 31+450 et PK 31+650.

Ses matériaux sont classés au sens du GTR comme sous-produit industriel, F3, schistes houillers, résidus de l'extraction du charbon.

Les schistes brûlés ont des propriétés géotechniques s'apparentant à des matériaux rocheux insensibles à l'eau, tandis que les schistes non brûlés s'apparentent davantage à des sols sensibles à l'eau.

Il faudra déterminer si les matériaux ont subi une combustion ou non une fois mis en terril. Une étude spécifique sera nécessaire afin de savoir si ils sont réutilisables ou à mettre en dépôt définitif et sur quel type de dépôt ils pourront être stockés.

2.4.2.2 Remblais

Les remblais seront profilés à 2H/1V (Horizontal/Vertical) en fonction des résultats des études de stabilité et des caractéristiques mécaniques des matériaux de réutilisation.

Les pentes de talus seront optimisées en fonction des études ultérieures, des résultats des essais de laboratoire, des études de stabilité, des matériaux de réutilisation, de la hauteur des ouvrages.

Le volume de matériau de remblai estimé est d'environ 1 400 000 m³.

On compte 12 ouvrages en remblai sur ce projet.

La hauteur maximale en remblai est de 8m, pour l'ouvrage compris entre les PK 15+890 et PK 17+800.

La hauteur moyenne en remblai est d'environ 6m.

2.4.2.2.1 Aménagement des remblais en ZI/ZH

- En zone humide ou hydromorphe, les bases de remblai sujettes aux remontées capillaires seront:
 - Soit des matériaux du site traités suivant les prescriptions du GTS et conformément aux performances visées par l'IN3278.
 - Soit des matériaux granulaires conformément aux exigences de la fiche n°6 de l'IN0091.
- En zone inondable, les bases de remblai devront être constituées de matériaux de ZI (Zone inondable) jusqu'à la cote NPHE+0,50m après tassements. Ces matériaux de ZI seront constitués de matériaux granulaires conformes à la fiche n°7 de l'IN0091.

Il faudra préciser en phase ultérieure les emplacements des zones inondables qui impactent la quasi-totalité du tracé le situant sur un TRI (Territoire à Risque d'Inondation).

2.4.2.2.2 Remblais en zones compressibles

Les zones compressibles sont celles concernées par les formations des alluvions récentes de la vallée de la Deûle, ainsi que par les formations des argiles de Louvil.

Des dispositions de consolidation devront être mises en place afin d'assurer la stabilité des ouvrages dans ces zones, soit:

- Une purge lorsque ces matériaux sont reconnus sur moins de 3m d'épaisseur,
- Une accélération de la consolidation par préchargement,
- Une accélération de la consolidation par drainage vertical,
- Des inclusions rigides, colonnes ballastées ou autre dispositif du même type,
- Une montée en phases du remblai.

La stabilité des remblais sur sols compressibles devra être vérifiée au poinçonnement, au glissement et au tassement afin de respecter l'amplitude acceptable de tassements résiduels.

Les études résultant des essais de laboratoire et des analyses pas ouvrage permettront de dégager les zones précises concernées.

2.4.2.3 Traitement des zones de transition / profils rasants

On notera que, dans les zones en profil rasant, de par la présence quasi systématique des Limons des plateaux et /ou loess en matériaux de couverture, un important linéaire du projet sera l'objet de purge ou de traitement pour obtenir une PST atteignant les exigences de traficabilité et de portance pour la mise en place de la futur plate-forme ferroviaire.

Des purges et substitutions pourront également être prévu dans les zones de transition déblai / remblai.

2.4.3 Plate-forme ferroviaire

La largeur de la plate-forme n'étant pas déterminée à ce stade de l'étude, nous prendrons comme hypothèse une largeur de plate-forme de 11m.

2.4.3.1 Sols supports – PST

L'objectif visé en arase est l'obtention d'une classe S2/Rt2 sur l'ensemble du projet. Bien que les exigences de portance ne soient pas fixées à ce stade d'étude, il sera nécessaire de procéder à une amélioration de l'arase des terrassements à cause de la présence quasi continue des limons des plateaux sur l'ensemble du tracé.

2.4.3.2 Structure d'assise

On retiendra une sous-couche de 20 cm et une couche de forme de 50 cm en première approximation en l'absence d'information plus précise sur les exigences de portance.

Ces hypothèses seront affinées en phase suivante.

2.4.4 Interface ouvrages profonds / OT, ouvrages d'art /OT

Ce projet comporte 38 ouvrages d'art. On peut supposer qu'ils seront fondés sur fondations superficielles au droit de la craie et sur fondations profondes descendues dans les matériaux crayeux au droit des argiles. Cela-dit les dispositions constructives en termes de fondation seront vérifiées par des analyses adaptées lors de la phase d'étude suivante.

Ces hypothèses seront vérifiées par les calculs appropriés dont les caractéristiques mécaniques des matériaux seront issues des essais de laboratoire en phase ultérieure.

Les murs de soutènement ainsi que les blocs techniques d'ouvrages feront l'objet d'études spécifiques de dimensionnement et de stabilité.

Les principaux ouvrages prévus sur le tracé sont :

- Le tunnel de sortie de Lille,
- La tranchée couverte sous Lesquin,
- L'ouvrage d'art de traversée de l'autoroute A1
- L'ouvrage d'art de traversée de la Deûle
- Le saut de mouton du raccordement à la ligne existante à Sainte-Henriette.

2.4.5 Terrassement

2.4.5.1 Points durs / stratégie travaux

Certains ouvrages représentent des contraintes de terrassement et sont à prendre en compte dans la réalisation du phasage travaux et dans la répartition des matériaux.

Ces ouvrages sont :

- La tranchée couverte à Lesquin
- L'ouvrage d'art de traversée de l'autoroute A1 au PK 15+000
- L'ouvrage d'art de traversée du canal de la Deûle au PK 26+630.

Ces points durs contraignent à envisager les terrassements par tronçons.

Ils imposent de démarrer en priorité par l'excavation du tunnel et de la tranchée couverte qui sont des ouvrages générant d'importants matériaux de déblais de bonne qualité (craie du Sénonien).

Ainsi les terrassements devront débiter par le nord du tracé et progresser vers le sud. La seconde partie des terrassements présente davantage de remblais (ouvrage de la Deûle, remblai du saut de mouton).

Les matériaux générés par le tunnel et la tranchée couverte seront mis soit en dépôts provisoires, soit transférés du nord au sud du tracé via l'autoroute A1 avec les autorisations appropriées pour le type d'engin mobilisé.

2.4.5.2 Bilan des terrassements

Les volumes de terrassement générés par le projet sont :

Bilan brut des matériaux :

total déblai	1 567 000 m ³
total remblai	1 377 000 m ³
Bilan brut	190 000 m ³

Tableau 1. Bilan brut des matériaux

En première analyse on pourra appliquer le pourcentage de réutilisation par type de matériaux, donné dans le tableau qui suit :

Type de matériau	% total de réutilisation	% Etat Naturel	% Traité
LP	80	50	50
Fz	50	30	70
Craie	90	80	20
Argile de Louvil	40	-	100

Tableau 2. Pourcentage de réutilisation par matériaux

Les taux de réutilisation avec ou sans traitement sont donnés à titre indicatif et devront être confirmés par des essais et des analyses appropriées en phases ultérieures. Les argiles par exemple, pourront être mises en dépôt définitif et ne pas être réutilisées, si le risque de retrait-gonflement est avéré.

A partir des pourcentages de réutilisation présentés dans le tableau 2, on en déduit le bilan des terrassements suivant :

total déblai réutilisable	900 000 m ³
total remblai	1 300 000 m ³
Bilan brut	400 000 m ³

Tableau 3. Bilan des terrassements

Le volume de déblai issu du tunnel de la sortie de Lille a été estimé pour un linéaire de tunnel de 2 400 m et un diamètre de 6m.

Ce bilan permet de conclure que le projet est déficitaire en matériau.

Le tableau du bilan des terrassements par ouvrage est présenté en annexe.

2.4.5.3 Mouvement des terres

On peut distinguer quatre tronçons de terrassement séparés par les points durs évoqués plus haut.

Premier tronçon : du tunnel à la TC : Pk 0+ 000 au Pk 5+900 (5 900 ml)

Deuxième tronçon : de la TC à l'OA de la A1 : Pk 6900 au Pk 15+630 (9 730 ml)

Troisième tronçon : de l'OA-A1 à l'OA du canal de la Deûle : Pk 15+630 au Pk 27+370 (11 740 ml)

Quatrième tronçon : de OA-Deûle à la fin du tracé (SDM St-Henriette) : Pk 27+550 au Pk 32+300 (4 750 ml).

Le mouvement des terres qui en ressort est présenté sous la forme du synoptique suivant :

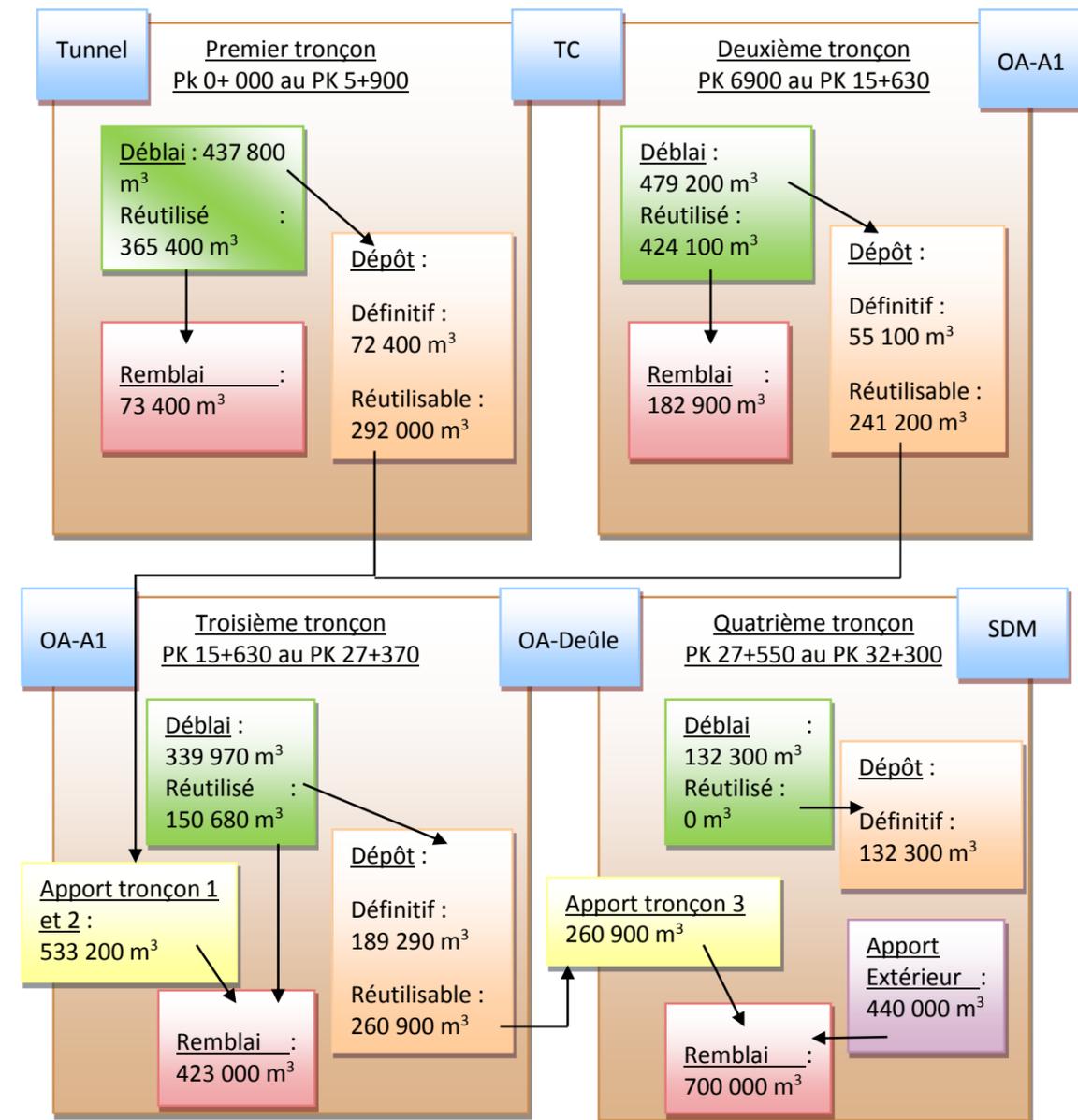


Illustration 7. Mouvement des terres

Comme on peut le constater sur le synoptique précédent, les deux premiers tronçons sont excédentaires en matériaux.

Le premier et le deuxième tronçon sont chacun excédentaire, respectivement de 292 000 m³ et 241 200 m³.

Le volume total d'excédent de 533 200 m³ est utilisé pour les besoins du tronçon trois et l'excédent de 260 900 m³ qui suit est mis en œuvre au tronçon quatre.

Les coupures du mouvement des terres dues aux ouvrages importants à réaliser imposent des zones de dépôt provisoire pour les matériaux excédentaires provenant des déblais sur le premier et le deuxième tronçon.

Avec un besoin total en remblai de 700 000 m³ et un apport de 260 900 m³ provenant des déblais des trois autres tronçons, le quatrième tronçon reste déficitaire de 440 000 m³ environ. Les excédents générés par les autres tronçons ne permettent pas de couvrir la totalité des besoins du quatrième tronçon qui nécessite donc l'ouverture de carrière et / ou d'emprunt à proximité de la zone, ou l'optimisation de l'extraction des matériaux par la diminution des pentes en déblais ou l'approfondissement de certains déblais.

A priori les craies du Sénonien ne pourront pas être utilisées en apport de matériaux nobles.

L'ouverture d'une carrière devra être prévue pour les matériaux sélectionnés de type ZI (zone inondable), ZH (zone humide), BT (bloc technique) et masque représentant environ 750 000m³.

2.4.5.4 Carrières / emprunts

D'après le synoptique présenté au paragraphe précédent, le tronçon quatre affiche un déficit en matériaux d'apport de 440 000 m³ environ. De plus les besoins en matériaux sélectionnés estimés à 750 000 m³ environ nécessiteront l'ouverture de sites d'emprunt couvrant un volume de 1 190 000 m³ environ.

Celui-ci devra être trouvé le plus proche possible du raccordement de Saint-Henriette, afin d'approvisionner le saut de mouton qui représente un remblai important.

2.5 Programme d'investigation / données complémentaires

2.5.1 Programme d'investigation

Un programme de reconnaissance géotechnique est présenté en annexe 4.

Il comprend environ 110 sondages géotechniques pour les reconnaissances de sols, soit environ un sondage tous les 300 m et 400 prélèvements d'échantillons pour les essais de laboratoire.

Les sondages géotechniques comprennent principalement :

- Des sondages carottés,
- Des tarières avec prélèvement d'échantillons,
- Des sondages destructifs,
- Des puits à la pelle,
- Des essais pressiométriques
- Des pénétromètres statiques

Les essais de laboratoires comprennent principalement les identifications GTR, des essais de mécanique des sols et des roches (triaxial, œdomètre, LA - MDE) ainsi que quelques essais Proctor.

A quoi s'ajoutent 38 sondages piézométriques pour les ouvrages d'arts à raison d'un par ouvrage, correspondant à un piézomètre tous les 850 mètres environ.

Le montant du programme de reconnaissance proposé pour la phase ultérieure s'élève à environ 300 000 € (prix de janvier 2014) dont 30 % de provision pour risque.

2.5.2 Données complémentaires

Les études géotechniques en phase APS / APD seront faites sur la base des résultats de la campagne de reconnaissance décrite au paragraphe précédent ainsi que des informations suivantes :

- Résultats des sondages et essais réalisés dans le cadre de la construction de l'autoroute A1
- Résultats des sondages et essais réalisés dans le cadre de la construction de la LGV Nord
- Etat des lieux des problèmes de stabilités rencontrés depuis la mise en circulation de la LGV Nord.
- Une étude historique de site pour la détection des risques de cavité,
- Une étude historique de site pour la détection de risques technologiques.

2.6 Synthèse pour le terrassement

Le projet de liaison rapide ferroviaire entre Lille et Hénin-Beaumont est un projet de création de ligne de 32 km environ, comptant un tunnel, une tranchée couverte, un franchissement de l'autoroute A1 et un franchissement de la Deûle canalisée.

D'après les cartes géologiques de Lille-Halluin et Carvin, le projet s'inscrit principalement dans la craie du Sénonien C4, les argiles de Louvil e2a et les alluvions récentes Fz. Formations recouvertes sur la quasi-totalité du tracé par les limons des plateaux.

Il peut être découpé en 4 tronçons de terrassement lié aux points particuliers du projet :

- La tranchée couverte de Lesquin
- Le franchissement de l'A1
- Le franchissement de la Deûle.

Au stade actuel de l'étude le projet est déficitaire en matériaux d'apport de remblai de 440 000 m³ et en matériaux nobles de 750 000 m³ environ.

3. ETUDE HYDRAULIQUE

3.1 Présentation générale

3.1.1 Présentation du projet

Le présent dossier s'inscrit dans le cadre du projet de Liaison Rapide Ferroviaire entre la métropole lilloise et le bassin minier du Nord et du Pas-de-Calais d'après la carte géologique de Carvin. D'une longueur d'environ 30 km, le tracé projeté relie Hénin-Beaumont à la gare de Lille-Flandres suivant un corridor d'axe Sud-Nord en longeant la LGV Nord jusqu'à Seclin et en passant à proximité de l'aéroport de Lesquin. Puis il entre dans le bassin minier à hauteur de Carvin, et traverse le canal de la Deûle. Le tracé se termine à Saint-Henriette où il recoupe un ancien terril.

Le matériel envisagé pour cette liaison ferroviaire de type RER permettra de rouler à 160 km/h.

3.1.2 Contenu des études

Les études présentées dans le présent document portent sur l'étude préliminaire du projet, métier Hydraulique. Les sujets concernés sont les suivants :

- Hydraulique d'infrastructure ferroviaire ;
- Hydraulique d'infrastructure routière impactée par le projet ferroviaire.

Sont notamment décrites les hypothèses d'étude, les méthodes de conception et les éléments retenus dans le cadre des études. Les futurs aménagements retenus font l'objet d'un détail quantitatif et d'un détail estimatif.

Les objectifs sont les suivants :

- Définir au global la faisabilité technique et les principales installations hydrauliques de l'infrastructure ;
- Définir un montant global des travaux des installations hydrauliques en cohérence avec les entrants disponibles et les études de tracé engagées.

3.1.3 Limites de prestation

Le présent dossier ne porte pas sur les éléments d'études suivants (non exhaustif) :

- Etudes hors périmètres cités précédemment ;
- Le recensement et les études de rétablissement, dévoiement et/ou dépose des réseaux existants (fluides et non fluides) ;
- La définition exhaustive des investigations éventuellement complémentaires.

3.1.4 Particularités du projet

Les principales particularités de ce projet d'un point de vue général (tous métiers Génie civil concernés) et ayant des conséquences sur les installations hydrauliques sont les suivantes :

- Création de ligne nouvelle ;
- Profil en Long défavorable à la gestion des eaux de l'infrastructure ;
- Singularités de type gare (5 gares prévues) ;
- Réglementation contraignante en matière de rejet ;
- Zone de jumelage avec des infrastructures linéaires (ferroviaire et routière) existantes.

3.1.5 Déroulement des études

Les études de niveau préliminaires ont été conduites en partie sur la base des études de faisabilité menées par :

- La Communauté d'Agglomération Hénin Carvin : rapport final « assistance à maîtrise d'ouvrage pour la définition d'une programmation urbaine du projet de la friche Sainte Henriette » ;
- Arcadis, Étude de faisabilité, rapport final « nouveau service ferroviaire le long de l'autoroute A1 » ;
- Setec, Étude faisabilité, rapport final « projet de RER Métropole Lilloise – Aire Urbaine Centrale, préparation du dossier Grenelle » parties fiche de synthèse, bilans économiques

3.1.6 Devoir d'alerte

Ce projet repose sur de nombreuses hypothèses. Les données d'entrée ne sont pas exhaustives. Aussi, il est décrit dans cette note les points d'alerte liés aux études reposant sur l'exploitation de données d'entrée incomplètes et en particulier sur l'exploitation d'un profil en long inadapté à la problématique hydraulique du projet.

A noter que de nombreux dispositifs hydrauliques de relevage des eaux sont induits par les points bas existants dans le Profil en Long. SYSTRA précise que d'après l'IN 3278, tout système nécessitant un relevage des eaux doit être exceptionnel et n'être adopté qu'en dernier recours, il doit faire l'objet d'une demande de dérogation auprès du maître d'ouvrage.

3.1.7 Conventions

Dans toute la note, les côtés de la plateforme (gauche ou droite) sont indiqués dans le sens des PK croissants, de LILLE vers HENIN-BEAUMONT.

3.2 Entrants des études

3.2.1 Documents de référence

Tableau 4. Entrants études – Documents de référence

CODIFICATION	TITRE
IN 0091 (ex ST n0 590 B)	Spécification Technique pour la fourniture des granulats utilisés pour la réalisation et l'entretien des voies ferrées
IN 0162 (ex EF-1 C3 n01)	Gabarits Implantation des obstacles par rapport aux voies (Gabarits d'obstacles) et des voies entre elles (Entraxes)
IN 0258 (NG EF 2 C 20 n01)	Infrastructure de la voie – Constitution et profils des plates-formes – Assainissement et consolidation des plates-formes et des terrassements
IN 0259 (ex EF 2 C 20 n02)	Conception, réalisation et entretien des ouvrages de drainage et d'écoulement des structures d'assise et de plate-forme
IN 0260 (ex EF 2 C 20 n03)	Dimensionnement des structures d'assises pour la construction et la réfection des voies ferrées
IN 0261 (EF 2 C 23)	Emploi des géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géomembranes) – Spécifications des géosynthétiques utilisés dans les assises ferroviaires
IN 1252	Petits ouvrages sous voies et à proximité des voies-Tuyaux et ovoïdes. Buses métalliques souples. Dalots en béton armé
IN 1884	Petits ouvrages sous voies et à proximités des voies
IN 3278	Référentiel Technique pour la réalisation des LGV – Partie Génie Civil (notamment au titre de la mise en cohérence de la classe de qualité de sol avec les valeurs de portance) Remarque : Document supplémentaire mais non applicable en totalité car la ligne étudiée n'est pas LGV cependant certains principes LGV pourront être appliqués en plus des référentiels ligne classique

3.2.2 Documents à usage de recommandation

Tableau 5. Entrants études – Documents à usage de recommandation

CODIFICATION	TITRE
-	SETRA – Guide des recommandations techniques pour l'assainissement routier, 2006.

3.2.3 Documents de cadrage

Aucun document de cadrage spécifique au projet n'a été transmis pour cette phase d'étude.

3.2.4 Données d'entrée

Plusieurs données d'entrée ont été fournies, recherchées et intégrées au démarrage et au cours des études. Les paragraphes ci-après récapitulent les données d'entrée prises en compte pour cette étude préliminaire.

3.2.4.1 Données d'entrée officielles

Tableau 6. Entrants études – Données d'entrée officielles

CODIFICATION	TITRE
	Topographique laser fournie par le Conseil Régional
	Scan 100 IGN
	Projet de la Communauté d'Agglomération Hénin Carvin : rapport final « assistance à maîtrise d'ouvrage pour la définition d'une programmation urbaine du projet de la friche Sainte Henriette ».
	Étude faisabilité Arcadis, rapport final « nouveau service ferroviaire le long de l'autoroute A1 »
	Étude faisabilité Setec, rapport final « projet de RER Métropole Lilloise – Aire Urbaine Centrale, préparation du dossier Grenelle » parties fiche de synthèse, bilans économiques

CODIFICATION	TITRE
	<ul style="list-style-type: none"> ● Cartes hydrauliques : <ul style="list-style-type: none"> ■ Bassins versants de la région Nord-Pas de Calais, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Janvier 2001, source : ©IGN – BD Carto® Autorisation IGN n°60.2080. ■ Localisation des cours d'eau entretenus en Nord – Pas de Calais, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Septembre 2003, source : Agence de l'eau Artois Picardie – 2001 ©IGN – BD Carto® (1989) Autorisation IGN n°60.2080. ■ Qualité des cours d'eau du Nord –Pas de Calais, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Septembre 2003, source : Agence de l'eau Artois Picardie – 2001. ■ Région Nord-Pas de Calais Réseau hydrographique, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Février 2002, source : ©IGN – BD Carto® (2000) Autorisation IGN n°60.2080. ■ Localisation des sites surveillés et présentant une menace pour l'eau souterraine en Nord – Pas de Calais, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Septembre 2003, source : Agence de l'eau Artois Picardie – 2001 ©IGN – BD Carto® (1989) Autorisation IGN n°60.2080, ©IGN – BD Alti® Autorisation IGN n°60.2081. ■ Les continuités écologiques et les espaces à renaturer sous trame Zones Humides et Cours d'eau, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Février 2012, source : Conseil Régional Nord – Pas de Calais à partir de données de la DREAL Nord – Pas de Calais. ■ Région Nord-Pas de Calais Vulnérabilité des eaux souterraines à la pollution, réalisé par SIGALE® Nord-Pas de Calais Février 2002, source : BRGM (1980).

3.2.4.2 Données d'entrée recherchées

Tableau 7. Entrants études – Données d'entrée recherchées

CODIFICATION	TITRE
Cartographie	<ul style="list-style-type: none"> ● Cartes hydrauliques <ul style="list-style-type: none"> ■ Carte d'épaisseur de la zone non saturée (profondeur de nappe), source : Asconit (bureau d'étude en charge de la partie environnementale du projet). ■ Carte des périmètres d'adduction en eau potable et PPRI, source : Asconit.
Recherche bibliographique complémentaire	<ul style="list-style-type: none"> ● Topographie Google Earth, Géoportail, Infoterre (carte IGN 1/25 000) ● Photos visite de terrain de septembre 2013 ● Site CARMEN/Atlas des paysages de la région Nord-Pas de Calais, http://www.nord-pas-de-calais.developpement-durable.gouv.fr, consultation de la cartographie en ligne pour recueillir les données relatives aux eaux de surface (réseau hydrographique, zones inondables, zones réglementaires), et aux eaux souterraines. ● Site SIGES Nord-Pas de Calais, système d'information pour la gestion des eaux souterraines en Nord-Pas de Calais, http://sigesnpc.brgm.fr, consultation de la cartographie des reliefs et des cours d'eau, des stations hydrométriques. ● Site du BRGM « Inondations nappes », http://www.inondationsnappes.fr/, pour la consultation de la cartographie en ligne relative aux risques de remontée de nappes. ● Site Prim.net, pour la consultation de la cartographie en ligne relative aux risques d'inondation : http://cartorisque.prim.net/. ● Site Gesteau : pour le Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux du bassin Artois-Picardie (SDAGE) pour 2010-2015 : http://www.eau-artois-picardie.fr/Le-SDAGE-adopte-le-16-octobre-2009.html, élaboration du Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux (S.A.G.E.) http://www.gesteau.eaufrance.fr/sage. ● Plan Local d'Urbanisme (PLU) de Lille, http://www.lillemetropole.fr. ● Stations pluviométriques : http://www.geocatalogue.fr/geocat/Preview.do

3.3 Analyse de l'exploitabilité des entrants

Le niveau de précision de l'étude des installations hydrauliques dépend directement des principaux éléments suivants :

- Tracé en Plan ;
- Profil en Long ;
- Enjeux et contraintes locales.

A noter que les éléments de cartographie et de topographie ne permettent qu'une étude « macro » des installations hydrauliques

3.4 Allotissement du projet

3.4.1 Découpage par zone

L'allotissement choisi pour l'étude préliminaire est indiqué ci-après.

Tableau 8. Allotissement projet – Découpage par zone

LOT	NOM	ÉTENDUE PROJET (PK)	LINÉAIRE (M)
01	Zone urbanisée	PK 000.000 au PK 007.850	7 850
02	Zone non urbanisée	PK 007.850 au PK 029.800	21 950
03	Zone de la gare de St Henriette	PK 029.800 au PK 032.530	2 730
04	Raccordement à Hénin Beaumont	PK V1=001.060 et PK V2=002.060	
Linéaire total			Env. 33 Km

3.5 Synoptique du projet

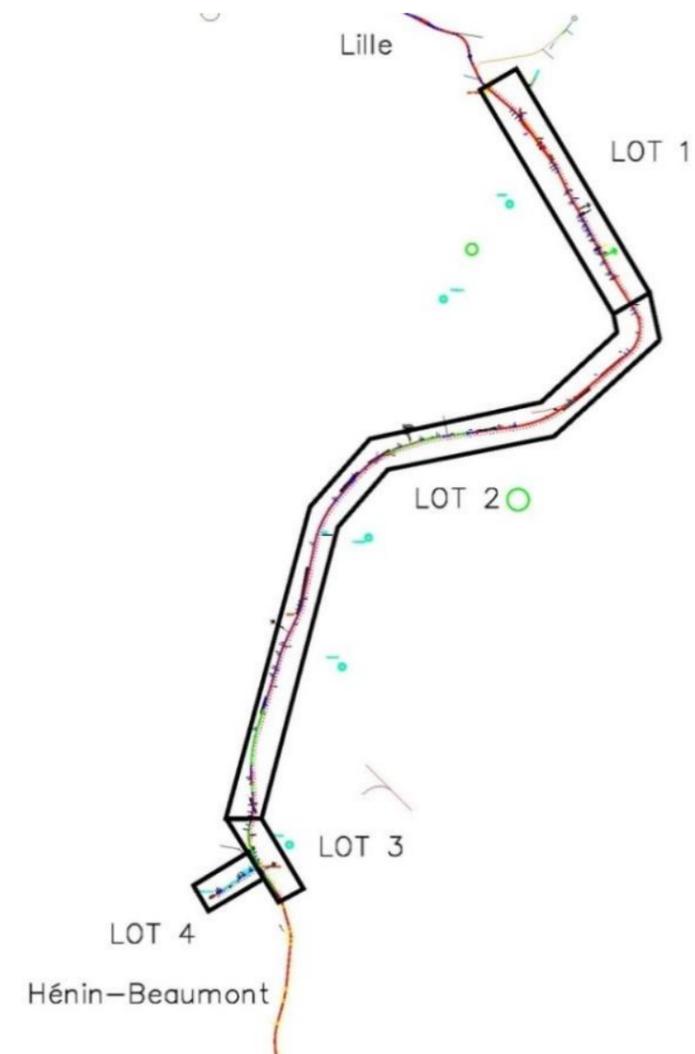


Illustration 8. Allotissement projet – Schéma du découpage par lot de la ligne Lille Hénin-Beaumont

3.6 Contexte du projet lié à la composante hydraulique

3.6.1 Descriptif sommaire du contexte

3.6.1.1 Hydrographie

Le réseau hydrographique associe voies d'eau naturelles, parties de rivières canalisées et canaux artificiels de tous gabarits.

Le bombement artésien constitue la charnière entre deux réseaux hydrographiques :

- des versants sud et ouest des collines de l'Artois. les rivières s'écoulent vers la Manche (Canche, Authie) rendant les liaisons Nord-Sud difficiles,
- des versants est et nord, elles s'écoulent vers le bassin belge et la Mer du Nord (Aa, Lys, Scarpe, Escaut, Sambre).

Ces rivières ont servi d'axes de développement sud-nord en relation directe avec l'espace économique belge. Pour permettre un développement latéral, il a été créé perpendiculairement au sens naturel d'écoulement des rivières, toute une infrastructure fluviale (canal de Neufossé, canal d'Aire, canaux de la Deûle et de la Sensée) qui a permis de relier économiquement Dunkerque aux ports fluviaux du Bénélux.

En ce qui concerne leur régime, là aussi les différences entre Haut et Bas Pays sont sensibles :

- au Sud des petites rivières au débit rapide et aux crues redoutables,
- au Nord de larges rivières navigables et paisibles à l'origine d'inondations parfois dévastatrices.



Illustration 9. Cartes des bassins du réseau hydrographique principal,
source : site - <http://www.nord-pas-de-calais.developpement-durable.gouv.fr>

La principale caractéristique hydrographique du Nord-Pas de Calais est l'absence de grands fleuves et de reliefs importants.

La région a une forte tradition d'aménagements hydrauliques : lutte contre les intrusions salées, assainissement des zones humides, évacuation des eaux de ruissellement, canaux, moulins... Avec 650 km de cours d'eau et canaux, elle a un réseau de voies navigables sans équivalent en France. Les faibles pentes ont incité l'homme à canaliser les cours d'eau et à tisser un réseau maillé de canaux entre les différents bassins.

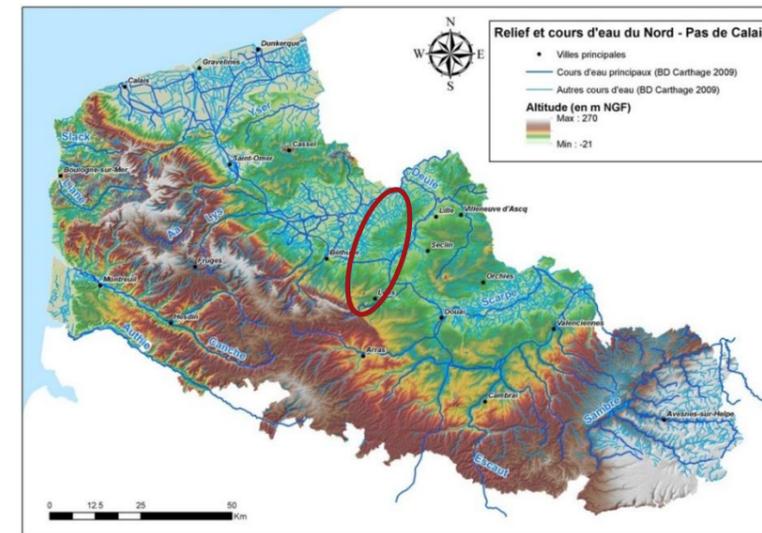


Illustration 10. Carte des reliefs et cours d'eau de la région Nord-Pas de Calais,
source : <http://sigesnpc.brgm.fr>

Elle détient un réseau de contrôle dans la région.



Illustration 11. Carte de localisation des stations hydrométriques appartenant au réseau de surveillance en Nord-Pas de Calais,
source : <http://sigesnpc.brgm.fr>

3.6.1.2 Ressource en eau superficielle

Dans le secteur, d'après les informations fournies sur les risques d'inondation des départements du Nord et du Pas de Calais, le tracé de la ligne n'est pas localisé sur des zones inondables.

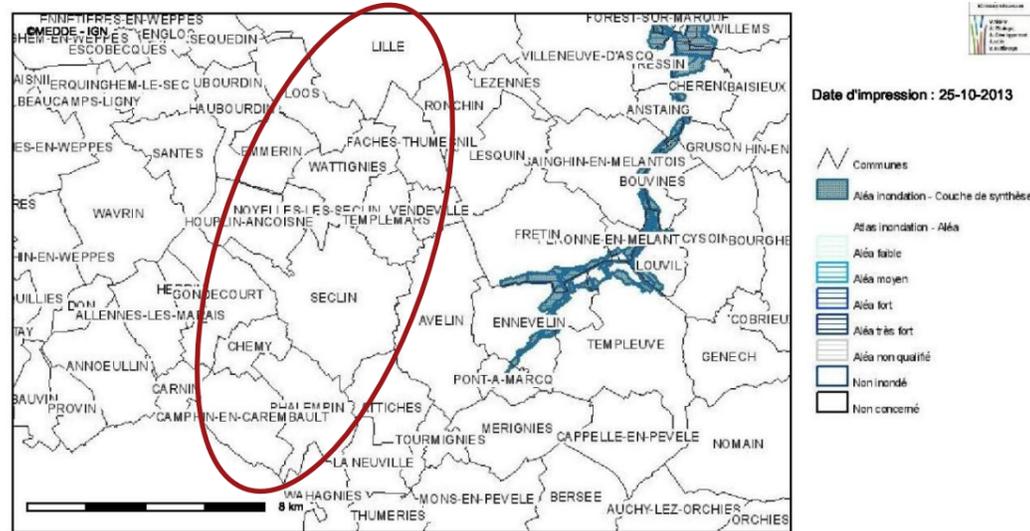


Illustration 12. Carte des risques d'inondation du département du Nord
source : site <http://cartorisque.prim.net>



Illustration 13. Carte des risques d'inondation du département du Pas de Calais
source : site <http://cartorisque.prim.net>

3.6.1.3 Ressource en eau souterraine

Les risques de remontée de nappe sont plus importants sur certains secteur du tracé, nous sommes en présence de nappes affleurantes, et de socle à forte sensibilité entre Seclin et Hénin-Beaumont (nappe sub-affleurante) ainsi que sur Lille.

Dans les mêmes secteurs que précédemment, la cartographie des zones non saturées, la profondeur des nappes sont assez faibles.

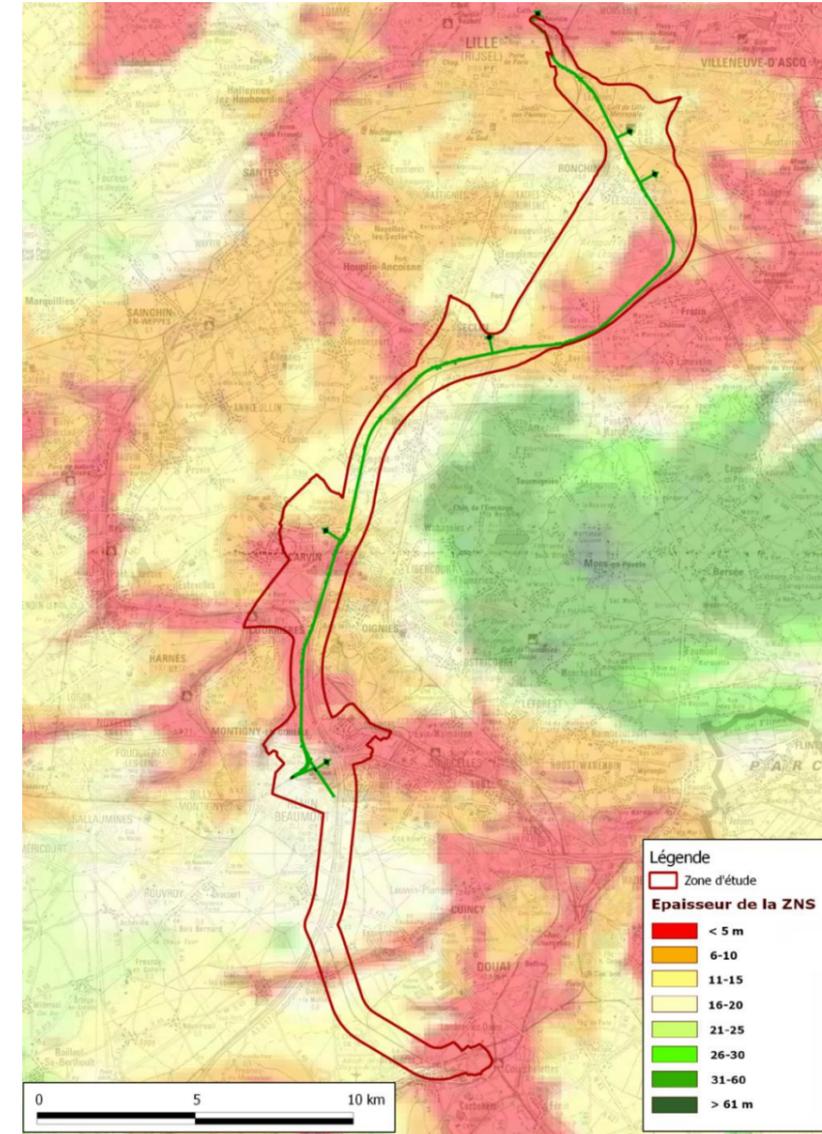


Illustration 14. Carte de l'épaisseur de la zone non saturée (profondeur de la nappe)
source : Asconit

Les eaux souterraines constituent un important réservoir d'eau potable. Cette ressource est donc à protéger, un réseau de surveillance est réalisé au niveau de sites présentant une menace pour les eaux souterraines.

Des périmètres de protection des captages d'adductions d'eau potable sont interceptés par le tracé de référence.

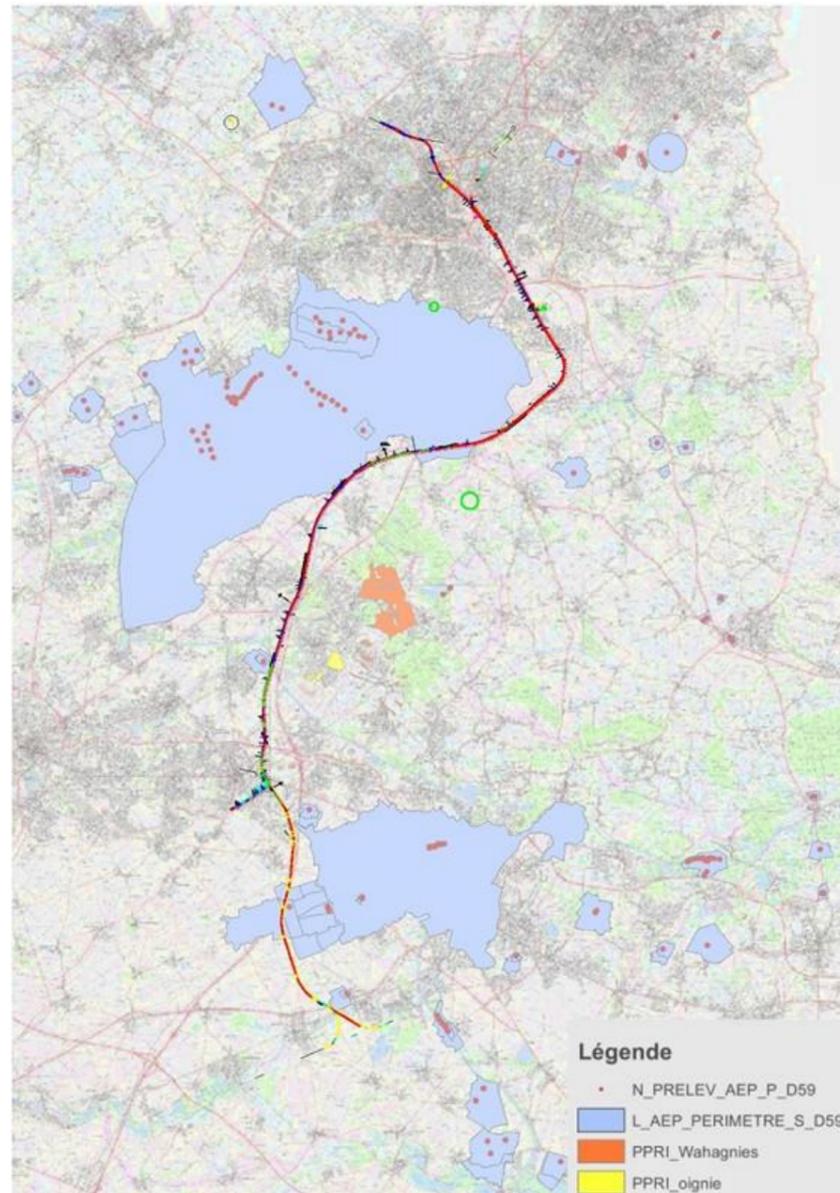


Illustration 15. Carte des périmètres d'adduction en eau potable et des PPRI
source : Asconit

3.6.1.4 Pluviométrie

Du point de vue climatique, la région Nord-Pas de Calais est régie par un climat océanique doux et tempéré toute l'année, avec des précipitations plus importantes au niveau des hauts reliefs.

La région Nord-Pas-de-Calais a connu 384 millimètres de pluie en 2013, contre une moyenne nationale des régions de 622 millimètres de précipitations. La région se situe à la position n°22 du classement des régions les plus pluvieuses.

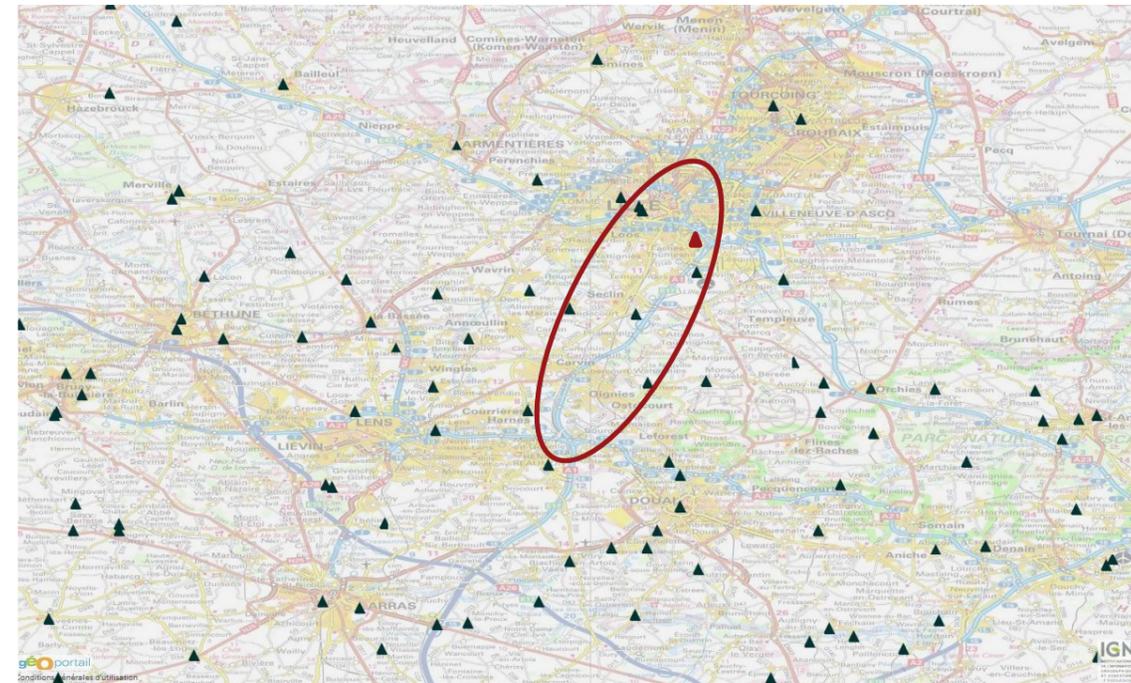


Illustration 16. Carte de localisation des stations pluviométriques

3.6.1.5 Réglementation

Il existe un certain nombre de textes réglementaires dans le secteur dont :

- Les schémas directeurs d'aménagement et de gestion des eaux (SDAGE) : Institués par la loi sur l'eau de 1992, ces documents de planification ont évolué suite à la DCE. Ils fixent pour six ans les orientations qui permettent d'atteindre les objectifs attendus pour 2015 en matière de « bon état des eaux ». Les programmes de mesures (PDM) qui y sont associés sont les actions opérationnelles à réaliser pour atteindre les objectifs des SDAGE au niveau de chaque bassin.
- Le schéma d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE) : est un document de planification de la gestion de l'eau à l'échelle d'une unité hydrographique cohérente (bassin versant, aquifère, ...). Il fixe des objectifs généraux d'utilisation, de mise en valeur, de protection quantitative et qualitative de la ressource en eau et il doit être compatible avec le schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux (SDAGE).
- Le SAGE est un document élaboré par les acteurs locaux (élu, usagers, associations, représentants de l'Etat...) réunis au sein de la commission locale de l'eau (CLE). Ces acteurs locaux établissent un projet pour une gestion concertée et collective de l'eau.
- Le SAGE de Marque Deûle est en phase d'élaboration.
- Plan Local d'Urbanisme : le règlement du P.L.U. fixe les règles d'utilisation et d'occupation du sol pour chaque type de zone délimitée au plan cartographique. Pour chaque typologie de zone existe un règlement

fixant les interdictions et autorisations de construire et les conditions d'occupation du sol (gabarits, emprise, densité...). Le règlement est opposable.

- Pour notre projet, il fixe le rejet quantitatif dans le milieu récepteur, un débit de fuite de 2 l/s/ha avec un minimum de 4 l/s.

3.6.2 Enjeux et contraintes

Le projet – s'étendant sur un certain linéaire – est concerné par un certain nombre d'enjeux. Il existe 3 grandes familles d'enjeux :

- Enjeux naturels ;
- Enjeux anthropiques centrés sur l'infrastructure ;
- Enjeux anthropiques aux abords de l'infrastructure.

Chaque famille d'enjeux est analysée suivant plusieurs critères caractéristiques ; et chaque point de contrainte par rapport à ces enjeux sont identifiés.

L'analyse croisée multicritères enjeux / contraintes est présentée dans le tableau de synthèse ci-après. Celle-ci permet d'identifier les points de contrainte les plus importants concernant la composante Métier Hydraulique.

Remarque :

Les enjeux, les contraintes et l'analyse croisée enjeux / contraintes sont identifiés par importance suivant le code couleur suivant :

- Vert : Négligeable
- Jaune : Moyen
- Orange : Important
- Rouge : Critique

Les principaux points de contrainte liés à la composante Hydraulique du projet identifiés sont les suivants :

- Rétablissement de la totalité des écoulements naturels interceptés ;
- Réglementation en vigueur en matière de rejet fixé dans les documents relatifs à l'aménagement des territoires.
- Du fait de la création de structures d'assise plus imperméables que le sol en place et de la suppression de végétation, la création de la ligne aura pour effet une augmentation du ruissellement localement. La mise en place de fossés de drainage dans les endroits où l'eau s'écoulait initialement de manière plus diffuse a également pour effet d'augmenter le débit de pointe ruisselé.
- Les débits de rejet à l'aval de la plateforme doivent être conditionnés par les capacités d'acceptation du milieu naturel et par la vulnérabilité au risque inondation des zones situées à l'aval. Le débit de fuite est fixé en concertation avec les services de l'Etat instruisant le dossier de la police des eaux pour les rejets en milieu naturel (ou avec les gestionnaires de réseau pour les rejets dans les réseaux urbains).
- En amont de la concertation avec la police de l'eau, l'approche adoptée est la non-aggravation du risque d'inondation par rapport à la situation existante. Les solutions proposées devront être soumises à la police de l'eau pour validation.
- Singularités de projet (tunnel ; tranchée couverte notamment) ;

- Points bas en déblai ;

Présence de nombreux franchissements de réseaux routiers.

THEMATIQUE	N°	ENJEUX			CONTRAINTES			ANALYSE MULTI-CRITERES	BESOINS (PHASES ULTERIEURES)		RISQUES NOTABLES			
		CRITERE	HYPOTHESE(S) D'EVALUATION	Eval.	CRITERE	HYPOTHESE(S) D'EVALUATION	Eval.		INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES	PROJET	INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES	PROJET		
1 NATUREL	1.1	Hydrographie	Réseau dense sous influence du canal de la Deûle (exutoire des écoulements du secteur d'étude) avec son franchissement		Rétablissement de l'écoulement naturel intercepté				Diagnostic hydraulique centrée sur la totalité du linéaire du projet					
	1.2	Facteur d'inondabilité	Tracé de référence non localisé dans les zones inondables identifiées pour le secteur du Nord Pas de Calais						Etude hydrologique centrée sur le linéaire du projet	Définir les secteurs concernés		Installations de protection vis-à-vis du risque hydraulique		
	1.3	Ressource en eau superficielle	Présence de zones humides au niveau de Carvin et Oignies		Dispositifs de drainage particuliers				Etude environnementale centrée sur le linéaire de projet	Définir le type de dispositif de drainage adapté Définir les secteurs concernés		Non identification des secteurs concernés		
	1.4	Ressource en eau souterraine	Présence de nappes affleurantes, et de socle à forte sensibilité aux remontées de nappe La cartographie des zones non saturées indique que les profondeurs des nappes sont assez faibles dans certains secteurs de la zone d'étude		Dispositifs de drainage profond				Etude hydrogéologique centrée sur le linéaire de projet	Définir le type de dispositif Définir les secteurs concernés		Non identification des secteurs concernés		
	1.5	Cavité	Présence de zone de cavité sur le début du projet		Dispositifs de drainage particuliers				Etude hydrogéologique centrée sur le linéaire de projet	Définir le type de dispositif Définir les secteurs concernés		Non identification des secteurs concernés		
	1.6	Pluviométrie	Pluviométrie à faible enjeux (pluviométrie « classique ») (France)						Analyse pluviométrique centrée sur le linéaire du projet (zonage pluviométrique)					
	1.7	Hydrologie : Franchissement des écoulements naturels	Plusieurs franchissements : < 1 ouvrage / Km		Rétablissement systématique des écoulements naturels interceptés	1 ouvrage hydraulique par franchissement identifié			Topographie adaptée à la phase étude et centrée sur le linéaire du projet Diagnostic hydraulique centrée sur la totalité du linéaire du projet	Topographie centrée et précise sur secteurs de singularité de projet Nombre d'ouvrage de rétablissement			Non identification de tous les écoulements existants	
	1.8	Hydrologie : Classification des écoulements franchis			Identification de tous les bassins versants naturels concernés Evaluation des débits générés				Topographie adaptée à la phase étude et centrée sur le linéaire du projet Diagnostic hydraulique centrée sur la totalité du linéaire du projet	Topographie centrée et précise sur secteurs de singularité de projet Classification des écoulements par familles représentatives			Sous dimensionnement hydraulique potentiel des ouvrages suivant l'importance et des enjeux associés des écoulements	
	1.9	Réglementation Gestion quantitative	Réglementation en vigueur en matière de rejet fixé dans les documents relatifs à l'aménagement des territoires (SDAGE Artois-Picardie et programme de mesures ; SAGE en cours d'élaboration ; PLU LILLE)		Rejet quantitatif dans le milieu récepteur naturel	Débit de fuite limité à 2 l/s/ha avec une valeur minimale fixée à 4 l/s					Limitation des débits de rejet de l'infrastructure ferroviaire (déblais ferroviaires)			Extension de la limitation des débits de rejet aux autres configurations ferroviaires : en remblai
	1.10	Réglementation Gestion qualitative	Non concerné à ce stade d'étude											
2 ENJEUX ANTHROPIQUES CENTRES SUR L'INFRASTRUCTURE	2.1	Singularités du projet	Présence de 5 gares		Installations hydrauliques en secteur contraint					Définition des points de rejet			Ecrêtement des eaux sur chacun des secteurs concernés	
	2.1	Singularités du projet	Présence d'un tunnel Présence d'une tranchée couverte		Installations hydrauliques en secteur contraint					Limitier / supprimer les quantités d'eau transitant sur ces secteurs contraint Définition des points de rejet			Sous dimensionnement des ouvrages d'écêtement des eaux sur chacun des secteurs concernés suivant le risque hydraulique acceptable par le Client	
	2.1	Singularités du projet	Présence de sauts de mouton		Installations hydrauliques en secteur contraint					Définition des points de rejet			Ecrêtement des eaux sur chacun des secteurs concernés	
	2.2	Tracé en Plan	Tracé essentiellement en dehors des zones urbanisées						Emprises disponibles					
	2.3	Profil en Long : Géométrie	60% du linéaire en déblai (déblai hydraulique)		Identification des ouvrages élémentaires				Optimisation du Profil en Long	Définition des types d'installations hydrauliques Définir les points de rejet			Grand nombre d'ouvrage d'écêtement des eaux	
	2.3	Profil en Long : Points particuliers	Plusieurs points bas en déblai, tunnel et tranchée couverte		Evacuation des eaux accumulées dans ces secteurs				Optimisation du Profil en Long	Définition des types d'installations hydrauliques Définir les points de rejet			Maintenance / Entretien importante sur les installations hydrauliques induites	

THEMATIQUE	N°	ENJEUX			CONTRAINTES			ANALYSE MULTI-CRITERES	BESOINS (PHASES ULTERIEURES)		RISQUES NOTABLES	
		CRITERE	HYPOTHESE(S) D'EVALUATION	Eval.	CRITERE	HYPOTHESE(S) D'EVALUATION	Eval.		INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES	PROJET	INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES	PROJET
	2.3	Profil en Long : Points particuliers	Quelques écoulement naturels interceptés en déblai		Identification et classification des écoulements				Optimisation du Profil en Long	Définition des types d'installations hydrauliques Définir les points de rejet		
	2.4	Type de franchissements	Présence de nombreux franchissement de réseaux routiers		Rétablissement des voiries identifiées	Rétablissement de la quasi-totalité des routes interceptées				Définition des types et volume d'installations hydrauliques		Sous-dimensionnement des quantités d'installations hydrauliques compte tenu de l'absence d'étude de rétablissement
	2.5	Coupes fonctionnelles	<i>Non concerné à ce stade d'étude ; pas de problématique d'interface à ce stade</i>									
	2.6	Emprises	<i>Pas de donné disponible ; non pris en considération à ce stade</i>						Limites d'emprises / Topographie centrée sur le linéaire du projet			
	2.7	Réseaux existants	<i>Pas de donné disponible ; non pris en considération à ce stade</i>						Diagnostic Réseaux existants centré sur la totalité du linéaire du projet			
3 ENJEUX ANTHROPIQUES AUX ABORD DE L'INFRASTRUCTURE	3.1	Occupations des abords	Communes en développement ; constructions à proximités possibles		Identification des emprises disponibles				Limites d'emprises / Topographie centrée sur le linéaire du projet			
	3.2	Jumelage d'infrastructure linéaire							Limites d'emprises / Topographie centrée sur le linéaire du projet			

3.7 Méthodologie et stratégie d'étude

3.7.1 Stratégie d'étude

S'agissant d'une étude préliminaire, les études hydrauliques se limiteront à la définition des installations hydrauliques majeures, structurantes et consistantes en matière de coût d'investissement.

3.7.2 Thématiques techniques couvertes

Les thématiques techniques couvertes à ce stade d'étude sont les suivantes :

- Rétablissement des écoulements naturels interceptés par l'infrastructure ;
- Gestion des eaux de ruissellements (eaux de surface) sur l'infrastructure et drainage de plateforme (eaux infiltrées et eaux de nappe) : soit le drainage longitudinal de la plateforme ferroviaire.
- Les dispositifs de drainage longitudinal ont pour fonction de collecter les eaux ruisselant sur la plateforme, de drainer les structures d'assise pour assurer la stabilité et la mise hors d'eau des infrastructures ferroviaires et d'assurer leur rejet dans le milieu naturel et/ou les réseaux d'assainissement existants. Ces ouvrages permettent de recevoir et de drainer :
 - les eaux de pluie qui s'écoulent sur la plate-forme ;
 - les eaux de ruissellement issues des talus;
 - les eaux internes éventuelles (dans les structures d'assises, nappes phréatiques à rabattre) ;
 - les eaux des bassins versants naturels (BVN) intercepté par le projet.
- Traitement quantitatif des eaux pluviales avant rejet dans le milieu naturel et/ou dans les réseaux existants ;
- Ouvrages et installations hydrauliques particuliers liés au contexte général et aux contraintes géométriques de Tracé (dispositif de relevage des eaux par exemple).

3.7.3 Thématiques techniques non couvertes

Les principales thématiques techniques non couvertes à ce stade d'étude sont les suivantes :

- Traitement qualitatif des eaux pluviales avant rejet dans le milieu naturel et/ou dans les réseaux existants.
- D'après l'IN 3278, les rejets ferroviaires ne sont pas polluants en phase d'exploitation pour le transport des voyageurs, aucun dispositif particulier de protection contre la pollution n'est nécessaire, en dehors des zones de protection de captage d'eau potable. Il sera privilégié la mise en place des bassins en dehors de ces zones, en cas d'impossibilité les bassins seront imperméabilisés.
- Dérivation et protections hydrauliques.

3.8 Principes de conception et hypothèses

3.8.1 Principes généraux de conception

Les principes généraux de conception adoptés pour le projet et cohérents avec la phase d'étude sont explicités dans le tableau ci-après.

THEMATIQUE	N°	SOUS-THEMATIQUE	CONCEPTION QUANTITATIVE				CONCEPTION QUALITATIVE		PRODUITS DE SORTIE	
			MISE EN ŒUVRE	DENSITE / NOMBRE	CLASSIFICATION	HYPOTHESES DONNEES CHIFFREES	PRECISION ETUDE	METHODE CALCUL	PRODUITS SORTIE SPECIFIQUE	PRODUITS DE SORTIE DE SYNTHESE
1 RETABLISSEMENT DES ECOULEMENTS NATURELS	1.1	Identification des bassins versants naturels	-	Identification de tous les BVN interceptés par l'infrastructure ferroviaire	Identification de tous les BVN	-	Tracé sur la base d'une cartographie IGN 1/25 000ème Calcul hydraulique	Calcul des débits : Méthode rationnelle / Méthode de transition / Méthode Crupédix (adaptée en fonction des surfaces des BVN)	Tracé des BVN Tableau des BVN et débits calculés	-
	1.2	Ouvrages hydrauliques	OUI	A chaque point bas identifié	2 familles : OH de diamètre ≤ 1500 mm OH de diamètre > 1500 mm	Occurrence de dimensionnement : 100 ans Type ouvrage : Buse BA Linéaire moyen : 30 ml Pente max : 0.005 m/m	Pré-dimensionnement hydraulique	Calcul des diamètres d'ouvrage : Manning-Strickler	Tableau des prédimensionnements hydrauliques des ouvrages hydrauliques Tableau des installations hydrauliques projetées	Synoptique projet
2 DRAINAGE LONGITUDINAL	2.1	Drainage longitudinal : en fond de déblai	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2)	Déblai dit « sec » (sans proximité de nappe), 2 familles : Fossé terre (FT) Fossé terre revêtu (FTR) Déblai dit « humide » (avec proximité de nappe), 3 familles : Fossé terre (FT) Fossé terre revêtu (FTR) (prise en compte des contraintes identifiées) FTR + Drainage enterré profond (type drain)	Dimensions standards : FT / FTR : 50-50 CD : prof. = 0 à 2.50 m	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées Profils en travers types	Synoptique projet
	2.2	Drainage longitudinal : en crête de déblai	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2) si risque hydraulique identifié (écoulement orienté vers l'infrastructure)	1 famille : Fossé terre revêtu (FTR)	Dimensions standards : FTR : 50-50	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées	Synoptique projet
	2.3	Drainage longitudinal : en pied de remblai	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2), si risque hydraulique identifié (écoulement orienté vers l'infrastructure) et continuité de fossé de fond de déblai	2 familles : Fossé terre (FT) Fossé terre revêtu (FTR)	Dimensions standards : FT/FTR : 50-50	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées Profils en travers types	Synoptique projet
	2.4	Continuité de drainage sous PRO	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2)	-	Toutes les installations hydrauliques relatives à la continuité hydraulique et à la récupération des eaux sur PRO : Buse de continuité de DL < 1500 mm ; Descentes d'eau	Identification et forfaitisation	-	-	-
	2.5	Continuité de drainage sur PRA	NON							
	2.6	Drainage longitudinal en tunnel	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2)	1 famille : Caniveau de récupération des eaux de ruissellement (installation incluse dans la partie tunnel)	-	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées	Synoptique projet
	2.7	Drainage longitudinal en tranchée couverte	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2)	1 famille : Caniveau de récupération des eaux de ruissellement (installation incluse dans la partie TC)	-	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées	Synoptique projet
	2.8	Drainage longitudinal en zone de gare (création)	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2) + En entrevoie	2 familles : Collecteur drainant (CD) (de chaque côté) Collecteur drainant (CD) (en entrevoie)	Dimensions standards : CD : de DN 300 à DN 600 Linéaire moyen de gare : 100 ml	Identification	-	-	-
	2.9	Drainage longitudinal en zone de gare (aménagement gare existante)	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2) + En entrevoie	2 familles : Collecteur drainant (CD) (de chaque côté) Collecteur drainant (CD) (en entrevoie)	Dimensions standards : CD : de DN 300 à DN 600 Linéaire moyen de gare : 100 ml	Identification	-	-	-
	2.10	Drainage longitudinal en zone de raccordement ferroviaire	OUI	De chaque côté de l'infrastructure ferroviaire (V1 et V2) + En entrevoie	3 familles : Fossé terre (FT) Fossé terre revêtu (FTR) Collecteur drainant (CD) (en entrevoie)	Dimensions standards : FT/FTR : 50-50 CD : de DN 300 à DN 600	Identification	-	-	-

THEMATIQUE	N°	SOUS-THEMATIQUE	CONCEPTION QUANTITATIVE				CONCEPTION QUALITATIVE		PRODUITS DE SORTIE	
			MISE EN ŒUVRE	DENSITE / NOMBRE	CLASSIFICATION	HYPOTHESES DONNEES CHIFFREES	PRECISION ETUDE	METHODE CALCUL	PRODUITS SORTIE SPECIFIQUE	PRODUITS DE SORTIE DE SYNTHESE
3 TRAITEMENT QUANTITATIF DES EAUX PUVIALES	3.1	Ecrêtement des eaux de ruissellement des déblais	OUI	Un ouvrage en aval hydraulique de chaque déblai avec ouvrage de transit	Classification par volume de rétention calculé : Faible volume (< 100 m3) Volume moyen (entre 100 et 1000 m3) Volume important : > 1000 m3 Classification par type : Ouvrage à ciel ouvert non imperméabilisé Ouvrage à ciel ouvert imperméabilisé Ouvrage enterré	Occurrence de dimensionnement : 10 ans Débit de fuite par déblai : 2 l/s/ha, avec un minimum de 4 l/s Largeur plateforme : 7.4 m Bande de drainage : 3 m (x2) Hauteur moyenne déblai : 3 m Imperméabilisation dans les secteurs à enjeux (zone humide ; risque cavité ; périmètre de captage)	Pré-dimensionnement hydraulique	Calcul des volumes d'écrêtement : méthode des pluies	Tableau des prédimensionnements hydrauliques des ouvrages d'écrêtement Tableau des installations hydrauliques projetées Schémas de principe des ouvrages d'écrêtement	Synoptique projet
	3.2	Ecrêtement des eaux de ruissellement dans les points bas de déblai / singularité du projet (tunnel ; tranchée couverte)	OUI	Un ouvrage à chaque point bas / en amont hydraulique de chaque singularité	Classification par volume de rétention calculé : Faible volume (< 100 m3) Volume moyen (entre 100 et 1000 m3) Volume important : > 1000 m3 Classification par type : Ouvrage à ciel ouvert non imperméabilisé Ouvrage à ciel ouvert imperméabilisé Ouvrage enterré	Occurrence de dimensionnement : 100 ans Débit de fuite par déblai : 2 l/s/ha, avec un minimum de 4 l/s Largeur demi-plateforme : 7.4 m Bande de drainage : 3 m (x2) Hauteur moyenne déblai : 3 m Imperméabilisation dans les secteurs à enjeux (zone humide ; risque cavité ; périmètre de captage)	Pré-dimensionnement hydraulique	Calcul des volumes d'écrêtement : méthode des pluies	Tableau des prédimensionnements hydrauliques des ouvrages d'écrêtement Tableau des installations hydrauliques projetées Schémas de principe des ouvrages d'écrêtement	Synoptique projet
4 OUVRAGE ET INSTALLATION HYDRAULIQUE PARTICULIERS	4.1	Dispositif de relevage	OUI	A chaque point bas de déblai En amont hydraulique des singularités du projet (tunnel ; tranchée couverte)	2 familles : Ouvrage de relevage de hauteur comprise entre 0 et 10 m (débit à relever < 150 l/s) Ouvrage de relevage de hauteur comprise entre 10 et 20 m (débit à relever < 150 l/s) Raccordement aux réseaux existants de type buse DN 300 sur 20 m.	Station de relevage constituée de 3 pompes (2 pompes en fonctionnement alternatif + 1 pompe de secours)	Identification	-	Tableau des installations hydrauliques projetées	Synoptique projet
5 ASSAINISSEMENT DES RETABLISSEMENTS ROUTIERS	5.1	Drainage longitudinal	OUI	A chaque rétablissement routier De chaque côté de l'infrastructure routière (G et D)	2 familles : Fossé terre (FT)	Dimensions standards : FT : 50-50 Linéaire de drainage : 100 ml de rétablissement (x2)	Identification et forfaitisation	-	-	-

3.8.2 Installations hydrauliques projetées

Les installations hydrauliques projetées sont récapitulées dans le tableau de synthèse disponible en annexe.

3.8.3 Particularités

Les principales particularités hydrauliques identifiées sur le projet sont présentées ci-après. A noter que des investigations complémentaires sont nécessaires en phase d'étude ultérieure, en particulier en matière d'optimisation du profil en long (cf. § 2.3).

3.8.3.1 Drainage longitudinal retenu et contraintes particulières identifiées

Le principe de drainage adopté est un réseau séparatif, composé d'un drainage en pied de déblai pour le drainage de la plateforme, et d'un dispositif en crête de déblai pour la collecte des eaux de bassin versant. Cette disposition permet de limiter les apports d'eau dans le déblai. La solution retenue est la mise en place de fossés terre, sauf s'il existe des risques géotechniques, comme la présence de captage d'eau potable ou zone humide environnementale. Mise en place d'un drainage profond séparé du drainage de surface dans les zones où la présence de nappes est identifiée.

En déblai :

Les fossés terres ou revêtus pourront être remplacés par d'autres systèmes de collecte (collecteur drainant, fossé béton préfabriqué à barbacane) pour réduire l'emprise des dispositifs de drainage.

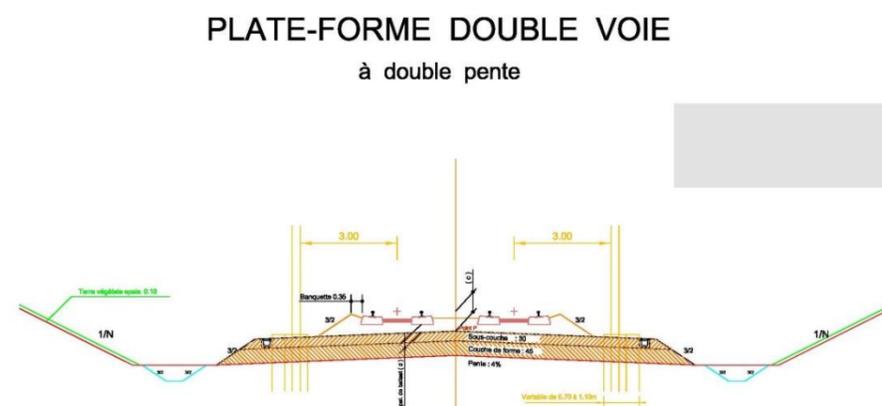


Illustration 17. Profils en travers type en déblai avec fossé

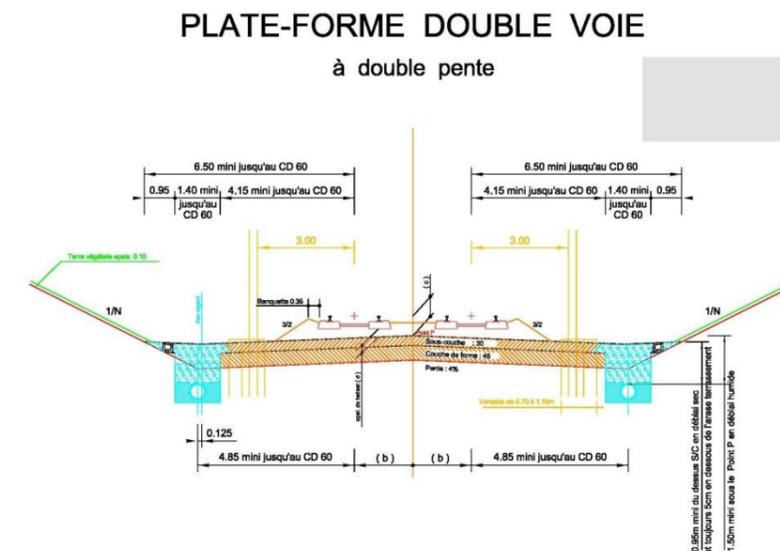


Illustration 18. Profils en travers type en déblai avec collecteur drainant (CD)

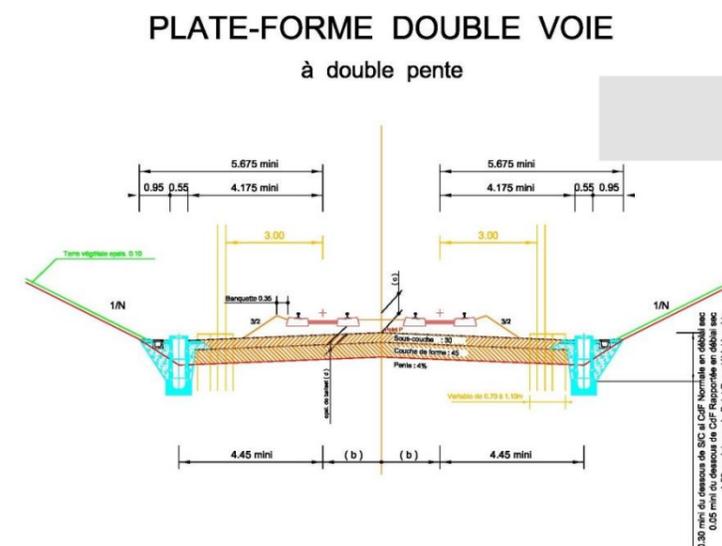


Illustration 19. Profils en travers type en déblai avec fossé béton préfabriqué à barbacanes (FBPB)

En première approche et en l'absence de données hydrogéologiques précises, l'estimation des déblais humides a été réalisée d'après la carte « l'épaisseur de la zone non saturée » qui apporte des informations sur la profondeur des nappes, il est donc considéré des déblais humides du PK 008.000 au PK 012.000 et du PK 023.000 au PK 030.000.

Pour les risques de cavité du secteur, les données géotechniques indiquent la présence de nombreuses carrières dans la partie amont du projet jusqu'à la commune de Seclin (au environ du PK 016.000).

Les périmètres de protection des captages d'adductions d'eau potable se trouvent au environ des secteurs du PK 013.000 au PK 019.000 et du PK 026.300 au PK 026.700.

La présence de zones humides entre Carvin et Oignies du Pk 023.000 au Pk 026.000.

En remblai :

Le dispositif de drainage assure la non érosion du pied de talus, il sera mis en place des fossés terres du côté amont de la ligne et si nécessaire coté aval pour l'évacuation des eaux d'un déblai vers un exutoire. Il sera systématiquement prévu des fossés terres revêtus de chaque côté du remblai dans les zones de périmètre de captage en eau potable, en cas de risque géotechnique et de zones humides.

3.8.3.2 Ecoulement naturel marqué en zone de déblai

Des écoulements naturels orientés vers le tracé de référence en déblai et dont la dimension de l'ouvrage de rétablissement serait supérieure à 1500 mm pour le lot 1 et inférieure à 1500 mm lot 2 sont identifiés. Les solutions envisagées :

- Dériver l'écoulement si la topographie le permet
- La récupération des eaux de BVN en déblai ce qui engendrerait l'augmentation des volumes de rétention des ouvrages de gestion des eaux avant rejet dans le milieu naturel
- Le passage sous la ligne est à analyser pour voir s'il est possible de récupérer le fossé existant, en cas d'impossibilité des pompes de relevage sont à prévoir
- Dans le cas concerné : allongement de la tranchée couverte pour évacuer les eaux sur celle-ci, ce qui engendre un coût d'ouvrage important

Dans l'immédiat, la solution technique retenue est la suivante : non intégration des eaux dans le drainage longitudinal, la solution retenue à ce stade est de rabattre l'écoulement vers l'ouvrage hydraulique de rétablissement le plus proche.

Les lots concernés sont les suivants : Lot 01 ; Lot 02.

3.8.3.3 Points bas de déblai

L'évacuation des eaux de ruissellement des points bas de déblai est indispensable. Néanmoins, cette configuration géométrique induit la mise en œuvre d'ouvrage de relevage des eaux, dont le coup d'investissement, mais aussi d'entretien de maintenance est important.

Dans un souci de maîtrise du risque hydraulique induit par une telle configuration, il est prévu :

- Un écrêtement des eaux de ruissellement (disposition de rétention)
- Un relevage des eaux en aval de l'écrêtement des eaux, permettant par la même occasion un débit à relever relativement faible, et donc des pompes de relevage de faible encombrement et coût d'investissement moindre)

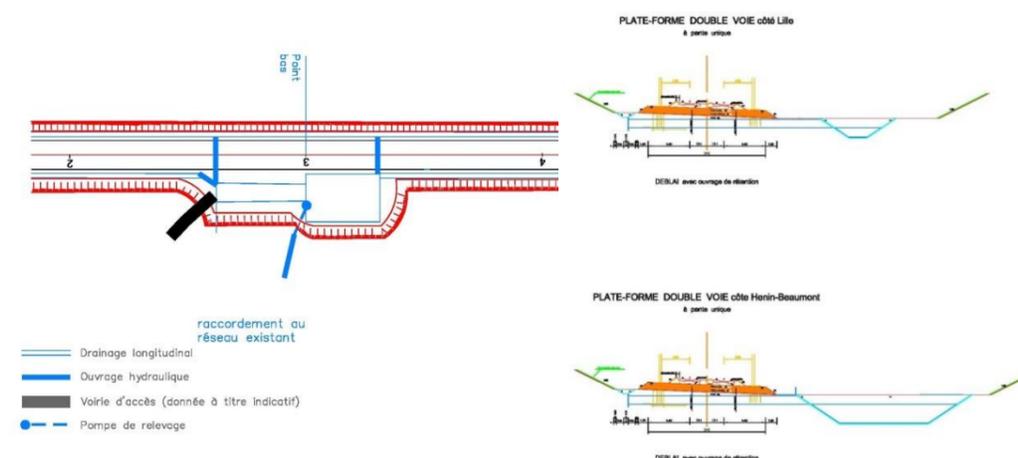


Illustration 20. Schéma de principe des points bas en déblai

3.8.3.4 Profil en long / Tunnel / Tranchée couverte

Sur la zone du Lot 01, en zone urbanisée, il est recensé un tunnel en amont de la gare de Lille, une tranchée couverte au niveau de la gare de Lesquin (avec point bas) et un point bas en déblai au PK 004.300.

Pour empêcher tout transit d'eau dans ces ouvrages singuliers, il est nécessaire d'évacuer l'eau pluviale de la plateforme et des talus en amont de ceux-ci. Le rejet gravitaire est à privilégier, cependant avec les données actuelles, ce type de rejet ne semble pas être envisageable car le dénivelé entre le projet et le terrain naturel ne semble pas le permettre.

- Un dispositif de rétention est à prévoir, avec un dispositif de relevage des eaux, pour le tunnel
- Un dispositif de rétention + un dispositif de relevage des eaux est à prévoir, aux abords de la TC
- Un dispositif de relevage des eaux est également nécessaire au point bas de la TC

Dans ce secteur, 5 dispositifs de relevage des eaux sont à prévoir. Par manque d'informations sur les réseaux existants, les modalités de rejet et de raccordement aux éventuels réseaux existants sont à analyser en phase ultérieure.

3.8.3.5 Alternative à la gestion quantitative des eaux de ruissellement

A ce stade d'étude, et sans consigne particulière du Client en matière de limitation des emprises des installations ferroviaires, il est prévu des dispositifs d'écêtement préférentiellement à ciel ouvert afin de limiter les coûts d'investissement. Néanmoins, il pourra être envisagé en phases d'étude ultérieures, en cas de contrainte avérée, une rétention de type enterrée.

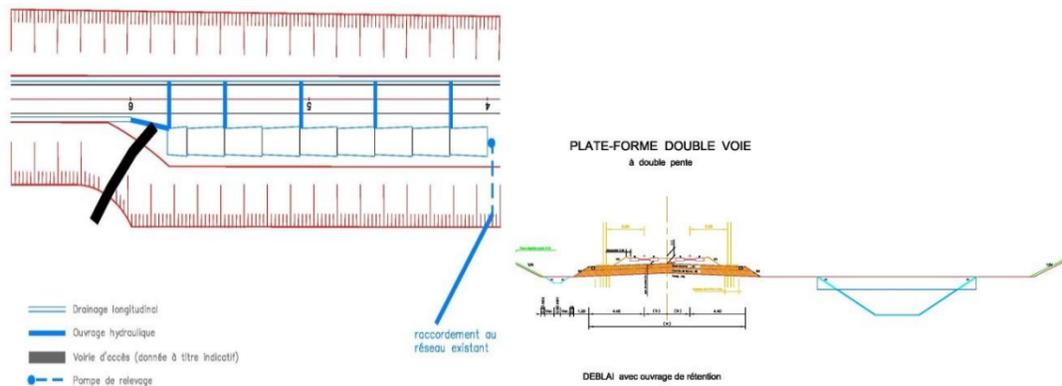


Illustration 21. Schéma de principe du dispositif de rétention en amont hydraulique du tunnel

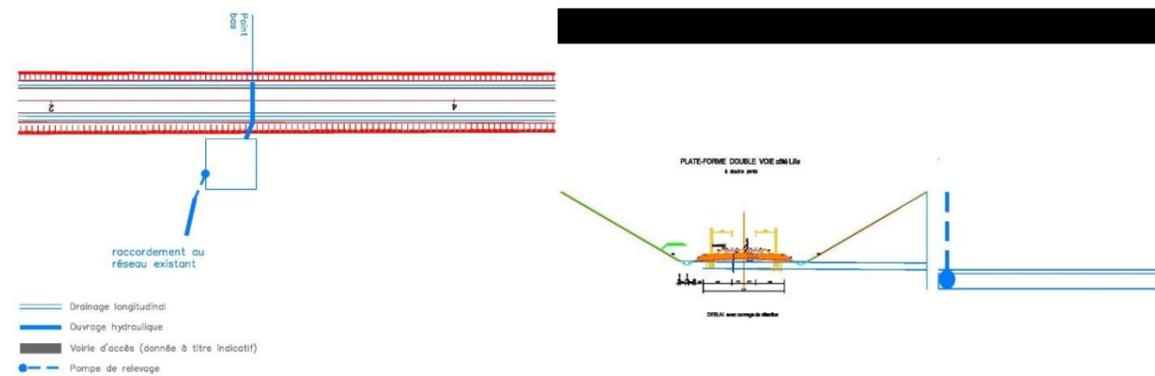


Illustration 23. Schéma de principe des ouvrages de rétention enterrés

3.9 Paramètres de calcul

Tableau 9. Paramètres de calcul – Principaux paramètres

THÉMATIQUE	CRITÈRE	HYPOTHÈSE(S)																		
Pluviométrie	Données pluviométriques	Coefficient de Montana : Pour cette phase d'étude le pré-dimensionnement sera réalisé avec les paramètres de Montana a et b de la station météorologique de la station de Lille-Lesquin (période d'enregistrement 1955-1996).																		
		Tableau 10. Coefficient de Montana Lille-Lesquin 1955-1996																		
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Période de retour</th> <th>Durée de pluie</th> <th>a</th> <th>b</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">10 ans</td> <td>5<T<25 min</td> <td>317</td> <td>0.579</td> </tr> <tr> <td>> 25 min</td> <td>648</td> <td>0.801</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">100 ans</td> <td>5<T<25 min</td> <td>489</td> <td>0.592</td> </tr> <tr> <td>> 25 min</td> <td>1009</td> <td>0.817</td> </tr> </tbody> </table>	Période de retour	Durée de pluie	a	b	10 ans	5<T<25 min	317	0.579	> 25 min	648	0.801	100 ans	5<T<25 min	489	0.592	> 25 min	1009	0.817
		Période de retour	Durée de pluie	a	b															
10 ans	5<T<25 min	317	0.579																	
	> 25 min	648	0.801																	
100 ans	5<T<25 min	489	0.592																	
	> 25 min	1009	0.817																	
Rétablissement des écoulements naturels	Coefficient de rugosité	Unique : 75 (Buse béton)																		

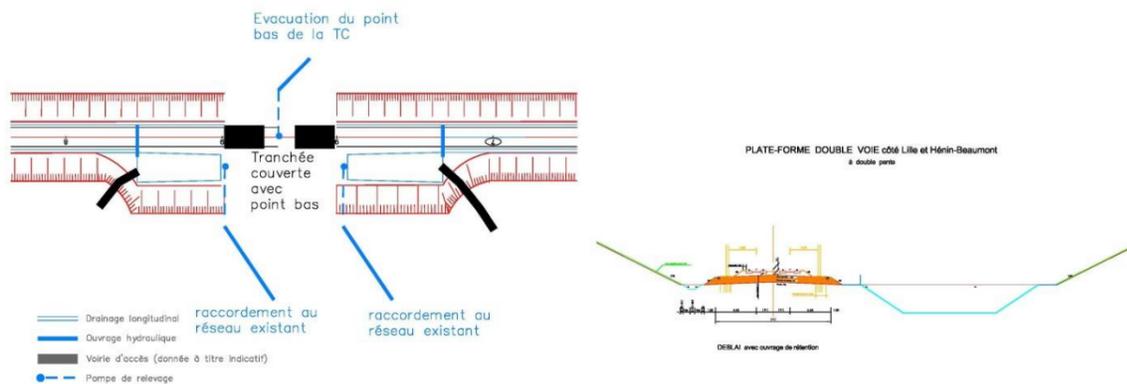


Illustration 22. Schéma de principe du dispositif de rétention au niveau de la tranchée couverte.

THÉMATIQUE	CRITÈRE	HYPOTHÈSE(S)	
Rétablissement hydraulique des écoulements Gestion quantitative des eaux	Coefficient de ruissellement	Tableau 11. Coefficient de ruissellement.	
		Couverture	Coefficient de ruissellement
		Plateforme ferroviaire	0.85
		Talus végétal	0.35
		Surfaces imperméabilisées (bâtiments, routes,...)	1
Pâturages, prairies (pente < 5%)	0.30		

3.10 Investigations complémentaires nécessaires

Les investigations complémentaires nécessaires pour et au cours des phases d'étude ultérieures sont citées de manière non exhaustives au § 2.3.

4. OUVRAGES D'ART

Le projet s'inscrit dans une zone où le relief reste relativement peu marqué mais où de nombreux obstacles doivent être franchis. Pour la plupart, ces franchissements ne requièrent que des ouvrages de taille modeste mais certaines voies de communication nécessitent la construction d'ouvrages relativement importants.

Le tracé de référence comporte à ce stade 38 ouvrages d'art. La liste détaillée de ces ouvrages figure dans la suite du chapitre.

L'objet de ce chapitre est de recenser les ouvrages d'art qui figurent dans le projet, de présenter les types de structures qui ont été retenus ainsi que leurs principales caractéristiques afin d'estimer le coût de chaque ouvrage.

Ce chapitre également comprend une présentation des ouvrages d'art non courants (OANC) et des ouvrages d'art particuliers (OAP). Ces deux types d'ouvrages font l'objet d'une description technique dans laquelle sont détaillées les principales caractéristiques ou les principales contraintes qui ont conduit à un choix de conception spécifique.

4.1 Classement des Ouvrages selon leur importance

Les ouvrages sont classés en 3 catégories selon leurs dimensions et leur niveau de complexité.

Les définitions des 3 premières catégories (courants, particuliers, non-courants) sont issues de la circulaire du 5 Mai 1994 du ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme. L'interprétation de la circulaire est faite conformément aux précisions fournies par le « Guide du projeteur Ouvrage d'Art » établi par le SETRA.

La catégorie des ouvrages d'art exceptionnels n'est pas encadrée par une définition officielle. Elle rassemble les ouvrages qui présentent un enjeu important à l'échelle de l'ensemble du projet.

4.1.1 Ouvrages courants :

Les ouvrages courants sont les ouvrages possédant une structure classique, un mode de réalisation habituel dont aucune des portées ne dépasse 40m et dont la surface de tablier ne dépasse pas une surface de l'ordre de 1200m² et dont l'angle de franchissement est compris entre 70 et 100 gr.

4.1.2 Ouvrages particuliers :

Le guide du projeteur OA et la circulaire du 5 mai 1994, considère cette catégorie comme une sous-catégorie des ouvrages courants et utilise le terme Ouvrages d'Art Courants Particuliers.

Les ouvrages particuliers sont les ouvrages dont aucune portée ne dépasse 40m et dont la surface de tablier est inférieure à 1200m² mais qui possèdent des particularités techniques qui sortent des techniques courantes.

Sont considérés comme particuliers, les ouvrages dont :

- la structure est inhabituelle ou en dehors de la gamme de portée courante,

- l'angle de franchissement est très marqué : inférieur à 70gr ou supérieur à 130gr,
- la construction est réalisée au-dessus ou en dessous, d'une voirie ferroviaire ou routière, maintenue en exploitation pendant les travaux,
- le traitement architectural est différent de ce qui est fait couramment pour les ouvrages de la même gamme,

Les ouvrages bipoutres mixtes et les sauts-de-mouton sont classés à minima dans la catégorie des ouvrages particuliers.

Les ponts de grande longueur avec des portées inférieures à 40m peuvent aussi être classés dans cette catégorie.

A noter que certains ouvrages dont l'angle de franchissement est très marqué ou/et passant au-dessus/en-dessous d'infrastructures de transport exploitées sont susceptibles d'avoir des surfaces supérieures à 1200 m². Ils sont classés dans cette catégorie.

4.1.3 Ouvrages non courants :

Les ouvrages dont au moins une travée dépasse 40m ou dont la surface totale de tablier dépasse 1200m² (soit une longueur d'environ 93m pour les ouvrages de la ligne nouvelle) sont considérés comme non-courants. Les critères suivants entraînent par ailleurs, la classification en ouvrage non-courant :

- Utilisation de techniques innovantes,
- Utilisation de fondations non-courantes, (perrés de grande hauteur, risque de glissement, fondation très difficiles...),
- Biais extrêmement prononcé,
- Courbure de tablier marqué,
- Enjeu architectural fort

Les ouvrages multipoutres, les ponts-rails à poutres latérales et les ouvrages caissons en béton précontraint sont classés à minima dans la catégorie des ouvrages non-courants.

4.2 Objectifs des études et données d'entrée

4.2.1 Ouvrages courants et particuliers

4.2.1.1 Données d'entrée

La conception des ouvrages se base sur les données d'entrées issues des études de tracé, de géotechnique, d'hydraulique, et d'environnement, ainsi que sur un recensement des rétablissements routiers et de leurs caractéristiques.

À noter qu'à ce stade de l'étude, nous ne disposons pas de fond de plan avec relevé topographique (format DWG ou autres) ni de sondage géotechnique au droit des ouvrages à prévoir. Ainsi l'implantation des ouvrages ainsi que les fondations font l'objet d'hypothèse devant être confirmés lors des phases ultérieures.

4.2.1.2 Objectifs

Le projet comporte un nombre important d'ouvrages courant et particuliers.

Les caractéristiques dimensionnelles de chaque ouvrage seront indiqués afin d'établir une estimation du coût de réalisation de l'ouvrage. Un dossier de plan, dit maquette, par type d'ouvrage courant est joint en annexe.

Chacun des ouvrages est également repéré sur les planches de tracé.

4.2.2 Ouvrages non courants

4.2.2.1 Données d'entrée

Les propositions techniques et leurs estimations tiennent compte des contraintes particulières de chaque site :

- fonctionnelles (tracé en plan, hauteur libre sous ouvrage, profils en travers des voies portées ou franches, charges spéciales à prévoir, contraintes relatives à la construction telles que espace disponible ou continuité de la circulation, équipements spéciaux éventuels, etc.) ; L'étude des OANC a pris en compte chacune de ses contraintes selon leur niveau de précision à ce jour. En particulier :
 - les tracés en plans et en long des voies portées et franchies,
 - les gabarits ferroviaires et routiers dépendant du type de trafic et de la vitesse
 - pour les voies ferrées et de la classe de la voirie et des éventuels itinéraires de convois exceptionnels pour les routes. Les gabarits de navigations du canal de la Deûle ont aussi été vérifiés,
 - la continuité des circulations pour les franchissements d'autoroutes et de voies ferrées existantes.
- Conditions de réalisation des travaux :
Les exigences de maintiens des circulations autoroutières, routières et ferroviaires sont prises en comptes.

4.2.2.2 Objectifs

Le choix du « parti », qui est du domaine d'un ingénieur, consiste en une analyse globale et assez large des solutions envisageables satisfaisant aux différentes contraintes en vue de :

- fixer le profil en travers de l'ouvrage en cohérence avec le profil en travers en section courante ;
- choisir le type d'ouvrage et ses caractéristiques;
- Proposer une méthode de réalisation qui respecte les contraintes d'exploitation des voies franchies ;
- comparer les variantes possibles et proposer un choix sans fixer prématurément leur conception ;
- fixer une estimation du coût de l'ouvrage.
- Lorsqu'une solution se détache nettement grâce à ses avantages techniques, architecturaux et économiques, une seule solution sera proposée. Dans le cas contraire, l'ouvrage fera l'objet de plusieurs variantes.

4.3 Ouvrages d'art courants

4.3.1 Types d'ouvrages

La position relative du profil en long de la ligne nouvelle et de celui de l'obstacle à franchir ou à rétablir (cours d'eau, voie à rétablir), généralement proche du terrain naturel, est le critère principal de choix entre pont-rail (PRA) et pont-route (PRO). Elle conduit, de manière simplifiée, à réaliser un pont-rail lorsque la voie ferrée est en remblai et un pont-route lorsque la voie ferrée est en déblai ou proche du terrain naturel.

Le choix du rétablissement dépend de nombreux paramètres :

- Caractéristiques fonctionnelles (largeur, gabarit, possibilités de modification de la géométrie de la voie à rétablir) des voies portées ou obstacles franchis.
- Contraintes hydrauliques définissant les dimensions des ouvertures hydrauliques des lits mineurs des cours d'eau et des ouvertures nécessaires en période de crue.
- Contraintes techniques traduisant les possibilités d'utilisation des différentes familles de structures classiques, dont le domaine d'emploi économique est maîtrisé.

4.3.1.1 Ponts-rails

Les ponts-rails permettent à la ligne nouvelle de franchir les infrastructures et les obstacles interceptés par le projet.

Ils sont équipés en rives de corniches, de garde-corps (qui peuvent également assurer une fonction de garde – ballast) et de caniveaux techniques.

Le tablier a une largeur totale de l'ordre de 9,90m pour la ligne (valable pour une vitesse de 160 km/h).

Les ponts-rails les plus couramment utilisés sont, par ordre croissant de l'importance de l'obstacle à franchir, les dalots, les cadres et les portiques, les ponts-dalle et les ponts à poutres.

4.3.1.1.1 Cadres et portiques

Ce type d'ouvrage encadre l'obstacle fonctionnel « au plus juste » limitant les dimensions de l'ouvrage. Les cadres sont adaptés à des portées de 3 à 10 m permettant de rétablir des obstacles de faibles dimensions.

Les portiques, quant à eux, permettent d'aller jusqu'à 12 m de portée environ et jusqu'à des valeurs limites de 18 m. Ils sont couramment utilisés pour le rétablissement de voiries de dimensions moyennes.

Les dalots de largeur inférieure à 4 m et de hauteur inférieure à 2.50m sont traités au titre des ouvrages hydrauliques. Ils ne sont pas intégrés dans la présente notice.

Les portiques nécessitent un sol d'assise présentant de bonnes caractéristiques géotechniques pour pouvoir être fondés sur semelles superficielles, contrairement aux cadres qui peuvent être fondés sur des sols de caractéristiques géotechniques moins élevées.

Ces ouvrages sont des structures en béton armé coulé en place aptes à reprendre les efforts dynamiques en offrant une excellente sécurité. Ils sont équipés de murs de part et d'autre, qui peuvent être en retour ou en aile et qui participent à leur perception visuelle.

Le monolithisme des cadres et portiques leur confère une rigidité qui rend les frais d'entretien marginaux. De plus, l'absence d'éléments mobiles et leur parfaite intégration au corps du remblai, dont les blocs techniques assurent la transition, font que ces ouvrages ne créent aucune interruption dans le comportement de la voie et n'occasionnent donc aucun surcoût de maintenance par rapport à la plateforme courante.

Ces ouvrages peuvent être situés directement sous la voie (ouvrages ballastés), soit sous une couche de remblai (ouvrages remblayés). A partir d'une certaine hauteur de remblai sur l'ouvrage, un effet de voûte apparaît dans le sol qui limite les efforts dans la traverse, ce qui permet de porter des hauteurs de remblais très importantes. Au-delà de 6m de terre au-dessus de la traverse on favorisera une forme elliptique plutôt que rectangulaire pour favoriser l'effet de voûte et optimiser les quantités de béton.

Il s'agit des types d'ouvrages les plus utilisés, en particulier lorsque la ligne nouvelle est en remblai.

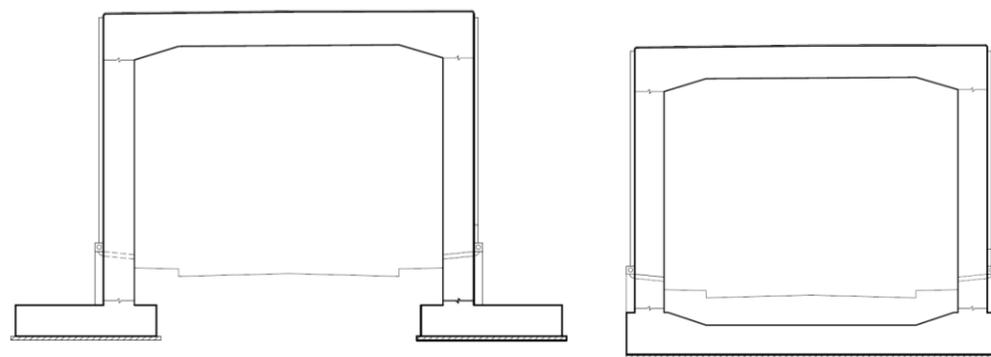


Illustration 24. Ponts rail de type portique (à gauche) et cadre (à droite)

- radier,
- piédroits jusqu'à l'arase inférieure de la traverse ou des goussets lorsque l'ouvrage en est pourvu,
- traverse supérieure.

Sur lignes exploitées, les ponts cadres peuvent être réalisés soit en place sous tabliers auxiliaires soit préfabriqués à côté de la ligne et mis en place par ripage ou fonçage.

Ces structures présentent entre autres les avantages suivants :

- *Ouvrage monolithique*
- *Faible entretien (absence d'appareils d'appuis et de joints de chaussées)*
- *Ouvrage pouvant être enterré*

4.3.1.1.2 Ponts dalles

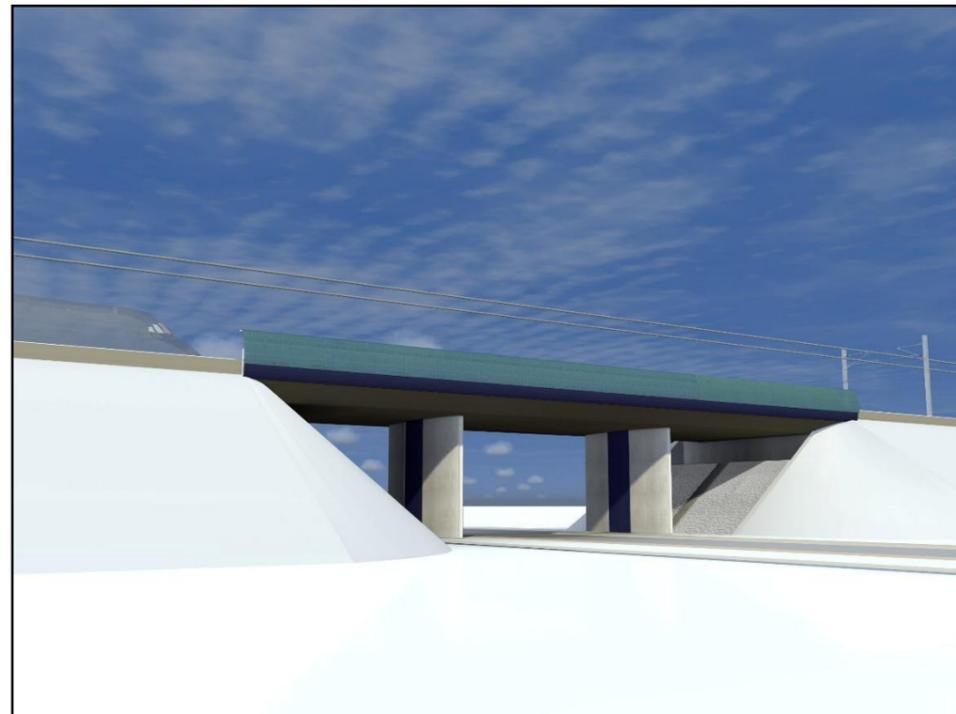
Les ponts-dalles en béton armé de hauteur constante sont utilisés jusqu'à 18 m de portée, les tabliers sont coulés en place sur étaielements

Ce type de structure permet de réaliser des ouvrages à travées multiples permettant de franchir une succession d'obstacles rapprochés ou un obstacle principal et ses remblais adjacents, la solution la plus classique étant un tablier à 3 travées.

Selon l'importance de la travée déterminante, on a recours à différents types de structures continues, ayant un aspect similaire.

○ Mise en œuvre :

Les ponts cadres sont prioritairement des ouvrages-types pour infrastructures nouvelles ou déviées pendant les travaux et sont donc généralement réalisés en place et coulés en 3 phases principales :



○ Mise en œuvre

Les tabliers continus sont généralement réalisés en place sur étaieement général ou éventuellement sur cintres pour permettre le maintien d'une passe charretière.

Il est recommandé de réaliser le bétonnage de ces tabliers en une seule phase (reprises de bétonnage horizontales fortement déconseillées).

Le nivellement des plateaux coffrant de sous face est établi pour obtenir la contreflèche finale du tablier, compte tenu des déformations attendues (tassements d'appuis, flèches sous béton mou, flèches sous charge d'exploitation).

Ces structures présentent entre autres les avantages suivants :

- Minceur relative pour les multi travées
- Esthétique des ponts à travées d'approche
- Coût intrinsèque du tablier parmi les plus faibles

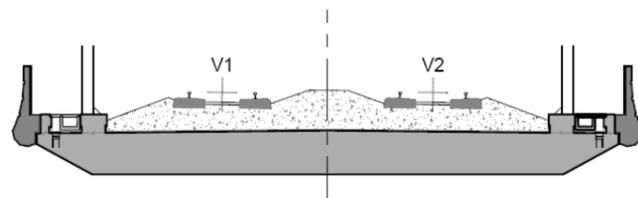


Illustration 25. Pont rail dalle en béton armé

Dans les zones de remblais de grande hauteur, où les dimensions des perrés deviennent importantes, il pourra s'avérer nécessaire d'ajouter des appuis intermédiaires dans les perrés.

Lorsque le maintien de l'exploitation de la voie franchie représente une contrainte d'exécution (voie routière ou ferroviaire en exploitation), les structures adaptées sont les tabliers à poutrelles enrobées qui peuvent être coulés sans étaieement et sans perturber l'exploitation. Leur domaine d'emploi est toutefois limité à 24 m.

La présence des travées de rive, l'absence de murs de soutènement, le volume réduit des appuis d'extrémité, confèrent à ce type d'ouvrage une grande simplicité de construction, une large transparence visuelle et une esthétique facilitant son insertion dans l'environnement

4.3.1.1.3 Ponts à poutrelles enrobées

Cette solution est retenue en cas de construction au-dessus de l'existant, de manière à minimiser d'éventuelles coupures (RN, ...) ou gênes à l'exploitation – les poutrelles une fois en place formant leur propre cintre -, en cas de problème de gabarit (élanement supérieur à une dalle BA) ou lorsque le domaine d'emploi de la dalle BA est dépassé.

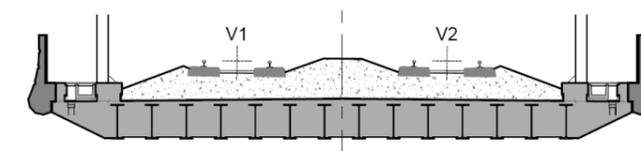


Illustration 26. Pont rail dalle en béton armé

Ces structures présentent entre autres les avantages suivants :

- Du fait du mode de fabrication, ce type de tablier ne nécessite pas d'étaieement de coffrage, ce qui facilite la réalisation au-dessus d'une voie exploitée ;
- Faible épaisseur.

4.3.1.2 Ponts-routes

Les ponts-routes servent à rétablir les routes au-dessus de la ligne rapide.

La brèche à franchir est en général celle de l'infrastructure ferroviaire pour 2 voies et présente au minimum une largeur de 9.60 m.

L'équipement de rive des tabliers est commun à tous les ponts-routes. Il comprend les éléments linéaires constitués par le dispositif de retenue des véhicules routiers, la corniche du tablier, les dispositifs de protection caténaire et les éventuels détecteurs de chute de véhicule.

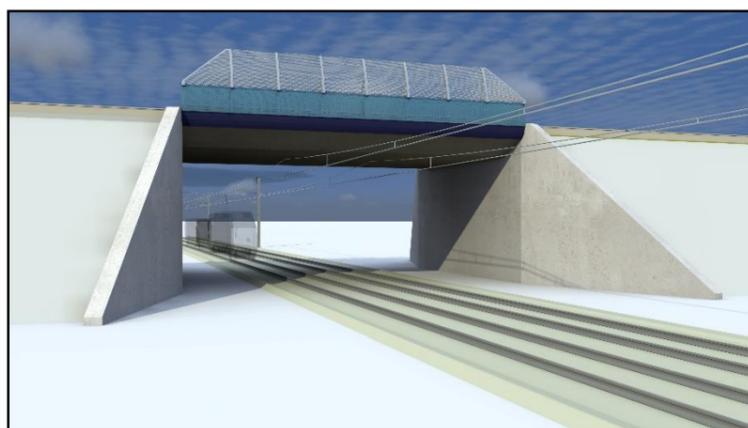
Ils dégagent une hauteur libre minimale de 6,05 m en section courante.

4.3.1.2.1 Cadres et portiques

Ces ouvrages ont une morphologie similaire à celle des ponts-rails de type cadre.

Afin de dégager le gabarit ferroviaire, les cadres utilisés présentent des hauteurs supérieures à ce que l'on trouve habituellement. D'où des dimensions de murs supérieures à celles d'un cadre pont-rail classique.

L'utilisation des structures de type portique est limitée à certains cas particuliers. En effet, les dimensions importantes des murs, vu les hauteurs à dégager, font que les ouvrages de type pont-dalles sont plus économiques sur le projet.



○ Mise en œuvre

Les ponts-routes portiques sont généralement réalisés en place, en 4 étapes principales :

- fondations
- semelles de liaison,
- piédroits jusqu'à l'arase inférieure des goussets,
- goussets et traverse.

Actuellement, on constate un certain intérêt pour la préfabrication par éléments (de traverse, de piédroits, de semelles), leur assemblage se faisant par des jonctions coulées en place.

L'intérêt de la préfabrication peut résider dans la réduction très sensible des délais d'exécution, voire dans une meilleure qualité des parements.

À *contrario*, le comportement et la durabilité de tels ouvrages dépendent très étroitement des soins apportés aux dispositions constructives de détails (jonctions, étanchéité).

Lorsque la largeur biaise (transversalement à la chaussée portée) est importante (plus de 20 m), il faut chercher à tronçonner l'ouvrage soit en disposant les joints en dehors des zones de tablier accessibles aux charges routières, soit en réalisant un remblai d'au moins 50 cm sur l'ouvrage.

S'il n'est pas possible de tronçonner l'ouvrage tel qu'indiqué ci-avant, on devra renforcer le ferrailage transversal pour s'opposer aux effets du retrait.

Les murs en ailes sont dissociés des piédroits du portique par réalisation de joints à embrèvement munis de bande d'arrêt d'eau.

4.3.1.2.2 Pont dalle

Les ponts-dalles sont utilisés dès que la hauteur de déblai est importante et en pratique supérieure au dégagement nécessaire du gabarit ferroviaire. Ce sont généralement des ouvrages continus à trois travées.

Les ponts dalle en béton armé sont utilisés pour les travées les plus modestes, allant jusqu'à 18m. Les ponts à poutres en béton précontraint sont utilisés pour les plus grandes portées, allant jusqu'à une quarantaine de mètres.

Pour des hauteurs de déblai particulièrement importantes, il peut être fait usage d'ouvrage de type bipoutre mixte à trois travées.

La présence des travées de rive, l'absence de murs de soutènement, le volume réduit des appuis d'extrémité confèrent à ce type d'ouvrage une grande simplicité de construction, une large transparence visuelle et une esthétique facilitant son insertion dans l'environnement.

○ Mise en œuvre

Les tabliers sont généralement réalisés en place sur étaie général ou sur cintres pour permettre le maintien éventuel d'une passe charretière. Ils peuvent être construits à un niveau supérieur à leur niveau définitif puis vérinés en prenant toutes les précautions d'usage.

Le nivellement des plateaux coffrants de sous-face est réglé pour obtenir la contreflèche finale du tablier, compte tenu des déformations attendues (tassements d'appuis, flèches sous béton mou, flèches sous charge d'exploitation).

Ces structures présentent entre autres les avantages suivants :

- *Minceur relative pour les multi travées*
- *Esthétique des ponts à travées d'approche*
- *Coût intrinsèque du tablier parmi les plus faibles*

4.3.1.2.3 Ponts à poutres préfabriquées

Ce type d'ouvrage est utilisé pour des travées allant de 16 à 40m. Le grand nombre d'ouvrage peut permettre de rentabiliser l'usine de préfabrication et rendre ce type de solution concurrentiel avec le pont dalle pour des portées inférieures à 16m.

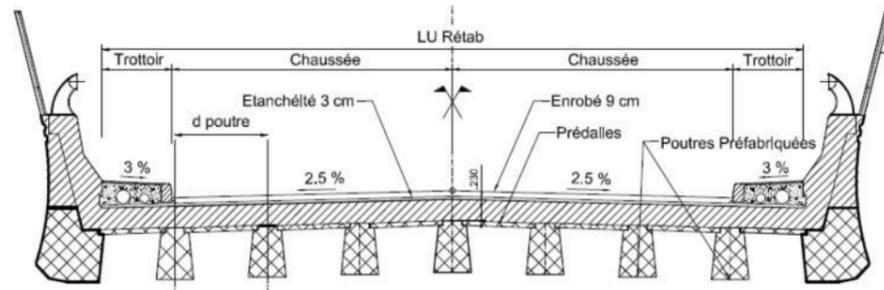


Illustration 27. Pont route à poutres préfabriquées

○ Mise en œuvre

Les poutres sont préfabriquées en atelier et mise en place à la grue. Le hourdis est ensuite coulé en place. Le coffrage du hourdis ne nécessite pas d'étalement : il est maintenu en place par les poutres préfabriquées.

Ces structures présentent entre autres les avantages suivants :

- *Du fait du mode de fabrication, ce type de tablier ne nécessite pas d'étalement de coffrage, ce qui facilite la réalisation au-dessus d'une voie exploitée ;*
- *Préfabrication des poutres présentant un intérêt à la fois technique et économique.*

4.3.2 Principe de conception des ouvrages courants

4.3.2.1 Méthodologie

Le tableau suivant récapitule les principes de conception des ouvrages courants :

	Solutions proposées	Dénomination	portées biaisées/ ouvertures	Elancement	Types d'utilisation
PONTS-RAIL	- Dalots béton armé	-	OB entre 0 et 3m avec Hremblai limitée à 15m	Epaisseur min= 0.40m; e=1/12	- Cours d'eau de faible importance sans contrainte environnementale particulière (type 3)
	- Cadres béton armé (ballastés ou sous remblais)	RaCBA Ball/Ent	OB entre 3 et 10m	Epaisseur min= 0.40m; e=1/11	-- Petits cours d'eau déviés (type 2) - Passages faune mixte - Rétablissement routier sans contrainte d'exploitation.
	- Portiques béton armé (ballastés ou sous remblais)	RaPO Ball/Ent	OB entre 8 et 12 m (avec 18m au maximum), hremblai limitée à 3m	e=1/13	- Cours d'eau d'ouverture moyenne ou comportant des contraintes environnementales particulières (type 1b) - Rétablissement routier sans contrainte d'exploitation.
	- Pont Dalle béton armé 3 travées	RaDBA3	portée jusqu'à 18m	e=1/15	- VC, RD, ex-RN sans contrainte d'exploitation - Cours d'eau d'ouverture moyenne ou présentant une contrainte environnementale particulière (type 1b)
	- Ouvrages voûtés béton armé préfabriqués ou coulés en place	RaVBA	OD jusqu'à 10 m, hremblai limité à 10m	e=0.35 min	- VC, RD, ex-RN sans contrainte d'exploitation - Petit cours d'eau déviés (type 2)
	-Poutrelles enrobées	RaPEN	portée jusqu'à 24m	e=1/20	- Voies exploitées : ex-RN non déviées, voies ferrées... (contraintes d'exploitation fortes en phase travaux)
PONTS-ROUTE	- Pont Dalle béton armé 3 travées	RoDBA3	portée jusqu'à 18m	e=1/28	- Biais de franchissement supérieur ou égal à 70 gr - Sans contrainte d'exploitation
	- Portiques béton armé	RoPO	OB de l'ordre de 16m (20m max)	e= OB/40+0.15	- Biais de franchissement entre 50 et 70 gr - Sans contrainte d'exploitation
	- Pont à poutres béton précontraint 3 à 5 travées	RoDBP3 ou 5	portée jusqu'à 30m	e=1/33	- Ouvrages particuliers et biais de franchissement inférieurs à 70 gr - Voies exploitées : ex-RN non déviées, voies ferrées... (contraintes d'exploitation fortes en phase travaux)

○ Comparaison des diverses solutions de tablier:

- A portée égale, dans la gamme de 20 à 30 m par exemple, les poutrelles enrobées et, dans une moindre mesure, les tabliers dalles sont les plus minces.

Ces solutions peuvent donc convenir aux franchissements à très faible tirant d'air. En outre, si le site ne permet pas, ou permet mais très difficilement, de poser un cintre appuyé sur le sol, ce sont les poutrelles enrobées ou les tabliers dalles préfabriqués, y compris les tabliers dits à poutre dalle composite, qui figurent parmi les solutions les plus intéressantes.

- Lorsque le gabarit n'est pas trop faible et que la mise en place d'un cintre est possible, la solution de tablier dalle coulé en place peut être la plus favorable à la fois sur le plan technique et sur le plan économique. En outre, cette solution devient la plus intéressante si l'ouvrage est de forme complexe (biais prononcé ou forte courbure, ...).

Par ailleurs, ces solutions (poutrelles enrobées, tablier dalle et la poutre dalle composite) sont les plus satisfaisantes tant sur l'aspect que sur la résistance au choc de véhicules lourds en sur-gabarit.

Les tabliers à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension (PRAD) ou par post-tension (VIPP) permettent, grâce à la préfabrication de poutres identiques, une standardisation optimale de la construction.

○ Cadres et portiques

Pour une ouverture ne dépassant pas 8 m, les cadres constituent la solution la plus intéressante.

Au-delà de cette limite, le choix du cadre ou du portique est fonction de la portance du sol de fondation.

4.3.2.2 Hypothèses géotechniques

En l'absence de sondages géotechniques au droit des ouvrages d'arts, les hypothèses géotechniques retenues dans la suite du chapitre sont issues de la base de données du site INFOTERRE.

4.3.2.3 Hypothèses vis-à-vis des gabarits

4.3.2.3.1 Gabarits ferroviaires

- Largeur des ponts rails
 - Entraxe des voies : 3.62 (V<=160 km/h).
 - Zone dangereuse : 1.49
 - Piste : 0.70
 - Largeur utile : 9.6m

○ Gabarits horizontaux sous OA

Ponts à tablier : Gabarits horizontaux sous OA pour les longueurs couvertes

Type de circulation	V	Entraxe Voies E	Gabarit Latéral	Main Courante	Ouverture Minimale
Deux voies	160	3,62	2,98	0,00	9,58
Une voie	160	∅	2,28/2,98	0,00	5,26

Cadres et portiques : Gabarits horizontaux sous OA pour les longueurs

Type de circulation	V	Entraxe Voies E	Gabarit Latéral	Main Courante	Ouverture Minimale
Deux voies	160	3,62	2,98	0,10	9,78
Une voie	160	∅	2,28/2,98	0,10	5,36

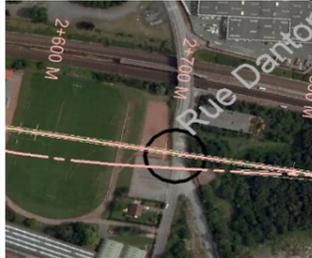
○ Gabarits verticaux sous OA

Longueur couverte	Gabarit brut	Tolérance	Gabarit Vertical
L ≤ 25 m	6,00	0,05	6,05
L > 25m	6,35	0,05	6,40

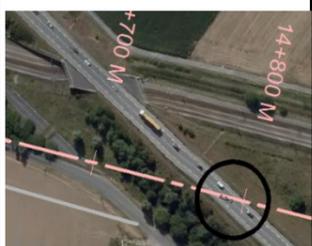
4.3.2.3.2 Hypothèses de rétablissements routiers

Type de route	Section courante (sans protections)				Ponts Routes (PRO)	Ponts Rails (PRA)	
	LC Largeur Chaussée (m)	LR Largeur Roulable (m)	LP Largeur Plate-forme (m)	LTC Largeur Terrassement Chaussée (m)	LU Largeur Utile sur PRO (m)	O Ouverture Droite sous PRA (m)	HL Hauteur libre minimum sous PRA (m)
CE	3.00			5.00	5.50	5.50	4.40
CR	4.00		5.50	6.50	6.50	6.50	4.40
VC	5.00	6.50	8.00	9.00	8.50	8.50	4.50
RD	6.00	8.00	10.00	11.00	10.00	10.00	4.50
RN	7.00	10.00	11.50	12.50	11.00	11.00	5.00
RD/RN 3 voies	10.50	14.50	16.00	17.00	16.50	18.50	5.00
RD/RN 2x2 voies	2x 7.00	2 x 10.00+ 3mTPC	variable	variable	23.00	25.00 ou 2x12.50 avec pile sur TPC	5.00
Autoroutes	2 x 10.50	2 x 14.50 + 3mTPC	variable	variable	34.00	34.00 ou 2x17.00 avec pile sur TPC	5.00

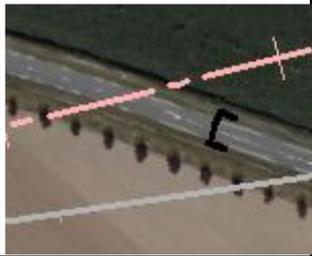
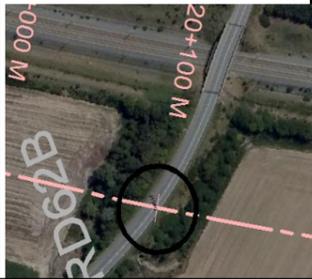
4.3.2.4 Données d'entrées des OAC

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_pr ojet	LU_R étap	Gabarit à respecter	Caractéristique mécanique s du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Rue Danton	Lille	2+710	PRO	OA 1	100	24.52	32.2	11.17	8.5	5.85	Bonne	Proximité de l'ouvrage existant. Déviation des circulations routières à prévoir.	3 Travées poutres préfa Portique	+ -	Portique
	VF 1 voie	Lesquin	3+709	PRA	OA 2	100	47.3	35.24	11.17	5.26	5.85	Bonne	Voie ferrée exploitée	Tablier poutrelles enrobées		Poutrelles enrobées
	VF 2 voies	Lesquin	3+890	PRA	OA3	70	47.3	35.25	33.5	12	5.85	Bonne	Voies ferrée exploitée Angle de franchissement	Tablier poutrelles enrobées		Poutrelles enrobées
	Rue Sadi Carnot (D48)	Lesquin	4+214	PRO	OA4	94	36.4	44.25	11.17	10	5.85	Bonne	Proximité de l'ouvrage existant. Déviation des circulations routières à prévoir.	3 Travées poutres préfa Portique	+ -	Portique

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_projet	LU_Rétab	Gabarit à respecter	Caractéristiques mécaniques du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée	
	Chemin d'Annapes	Lesquin	5+488	PRO	OA5	100	39.3	47.15	25	8.5	5.85	Bonne	Passage à niveau à supprimer => voies ferrées exploitée Déviation des circulations routières à prévoir.	3 Travées poutres préfa		3 Travées poutres préfa	
	Bd du petit Quinquin (RD 655)	Lesquin	7+869	PRA	OA6	100	48.8	42.75	11.17	12	4.55	Bonne	Proximité de l'ouvrage existant. Zone dense => emprise réduite	Portique		Portique	
	Chemin	Lesquin	8+783	PRO	OA7	70	36.05	43.4	11.17	6.5	6.05	Bonne		Cadre Portique	+	-	Portique
	RD 145	Lesquin	9+660	PRA	OA8	70	38.8	32.25	11.17	10	5.05	Bonne	Déviation des circulations routières à prévoir.	Portique 3 Travées dalle B.A	-	+	Portique

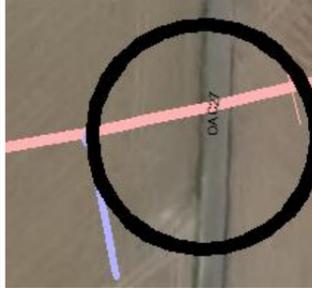
	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_projet	LU_Rétab	Gabarit à respecter	Caractéristiques mécaniques du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Chemin	Lesquin	10+550	PRA	OA 9	70	36.6	31.15	11.17	5.5	4.45	Bonne	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre Portique	- +	Cadre
	Route D'Ennetieres	Lesquin	12+220	PRA	OA10	70	39.19	32.86	11.17	8	4.45	Bonne	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre Portique	+ -	Portique
	Route les six Bonniers	Lesquin	14+055	PRO	OA11	70	38.775	46.625	11.17	8	5.85	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	D549	Seclin	14+77	PRO	OA12	70	38.04	46.59	11.17	50	6.05	Médiocre	Angle de franchissement Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre		Cadre

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_projet	LU_Rétab	Gabarit à respecter	Caractéristiques mécaniques du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Route de Martinsart (D8)	Seclin	16+110	PRA	OA13	75	38.2	31.58	11.17	10	4.55	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées dalle B.A (+pieux)	+ -	3 Travées dalle B.A (+pieux)
	D925	Seclin	16+450	PRA	OA14	70	39.7	32.26	18	10	4.55	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées dalle B.A (+pieux)	+ -	3 Travées dalle B.A (+pieux)
	Route	17+250	Seclin	PRA	OA15	90	38.6	29.7	11.17	10	4.55	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	3 Travées dalle B.A (+pieux)		3 Travées dalle B.A (+pieux)
	VF+ chemins	17+400	Seclin	PRA	OA16	100	37.95	30.254	11.17	12	5.85	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	5 Travées poutrelles enrobées		5 Travées poutrelles enrobées

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_pr ojet	LU_R étab	Gabarit à respecter	Caractéristique mécanique du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Route	17+525	Seclin	PRA	OA17	90	35.5	28.3	11.17	10	4.55	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	3 Travées dalle B.A (+pieux)	-	3 Travées dalle B.A (+pieux)
	D925	Seclin	17+908	PRO	OA15	70	25.67	32.52	11.18	10	5.85	M2diocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	D62	Seclin	18+420	PRO	OA16	100	24.8	31.65	11.17	10	5.85	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	D62B	Camphin en Carembault	20+100	PRO	OA17	70	26.45	33.3	11.17	10	5.85	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_projet	LU_Rétab	Gabarit à respecter	Caractéristiques que mécaniques du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	D62A	Camphin en Carembault	20+860	PRO	OA18	60	28.75	35.6	11.17	10	5.85	Médiocre	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	D41	Camphin en Carembault	22+000	PRO	OA19	70	26.8	34.1	11.17	10	5.85	Médiocre	Proximité de l'ouvrage existant. Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	Chemin	Carvin	22+860	PRO	OA20	70	23.8	31	11.17	5.5	5.85	Médiocre		Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	D919	Carvin	23+800	PRO	OA21	85	22	29.05	11.17	16.5	5.85	Médiocre	Proximité de l'ouvrage existant. Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_pr objet	LU_R étab	Gabarit à respecter	Caractéristique mécanique du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Route d'Oignies	Oignies	25+725	PRO	OA22	80	24	31.85	11.17	12.5	5.85	Médiocre	Proximité de l'ouvrage existant. Déviation des circulations routières à prévoir.	Cadre		Cadre
	D46	Oignies	26+600	PRO	OA23	70	27.45	35.8	11.17	15	5.85	Médiocre	Proximité de l'ouvrage existant.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	Pont de la batterie, accès LGV	Hénin Beaumont	26+900	PRA	OA 24	100	32.67	27.1	11.17	5.5	4.45	Médiocre		Cadre		Cadre
	D161E4	Hénin Beaumont	29+320	PRO	OA25	100	26.40 2	34.45 2	11.17	10	5.85	Médiocre	Déviation des circulations routières à prévoir.	Cadre 3 Travées poutres préfa. (+pieux)	- +	Cadre
	Chemin du hameau de Bourcheuil	Hénin Beaumont	30+300	PRA	OA26	70	39.6	29.99	11.17	5.5	4.45	Bonne	Déviation des circulations routières à prévoir.	Cadre Portique	+ -	Portique

	Traversée	Commune	PRF		Nom ouvrage	biais	Zp Projet (m)	Zp Rétab (m)	LU_projet	LU_Rétab	Gabarit à respecter	Caractéristique mécanique du sol	Contrainte particulières	Types d'ouvrages envisageables	Estimation de l'ouvrage	Solution proposée
	Chemin des Allemands	Hénin Beaumont	30+580	PRO	OA27	80	43.41	30.9	11.17	5.5	4.45	Bonne	Déviations des circulations routières à prévoir.	Cadre Portique	+ -	Portique
	VF	Hénin Beaumont	39+600	PRA	OA28	100	39.6	31.5	11.17	9.58	5.85	Bonne		Tablier poutrelles enrobées		Poutrelles enrobées

Zone de mauvais sols :

De manière générale dans les zones où les sols présentent de mauvaises caractéristiques géotechniques, le choix du type d'ouvrage se situe entre une solution cadre ou une solution ouvrage trois travées sur pieux. Une analyse comparative des coûts a été menée afin de retenir une solution. Il s'avère que la solution cadre est la généralement plus économique.

La solution trois travées + pieux peut se révéler plus intéressante que la solution cadre dans le cas où les pieux sont peu profonds et où l'ouvrage se trouve dans des zones de forts remblais/déblais. Bien qu'une solution Pont Dalle augmente la longueur de la dalle, le surcoût au niveau de la traverse béton est compensé par la suppression des quatre murs présents dans la solution du type cadre.

L'économie réalisée se situe au niveau des terrassements. L'ouvrage est situé dans une zone du projet en déblai par rapport au terrain naturel. Il sera vraisemblablement réalisé après les terrassements généraux. Les terrassements complémentaires pour les fouilles des semelles du portique et des murs en aile présentent un surcoût significatif lié notamment aux extractions et remblaiements induits.

Une solution de type portique est exclue du fait que l'ouvrage nécessite probablement d'être fondé sur pieux. Le fait d'avoir des pieux le long des piédroits et des murs est trop défavorable d'un point de vue économique.

Zone de bons sols :

Dans les zones où le sol présente de bonnes caractéristiques, le choix du type d'ouvrage se situe entre une solution de type portique ou une solution pont dalle/poutre trois travées fondé sur semelles.

De manière générale, la solution de type portique est la plus économique.

4.3.2.5 Caractéristiques des ouvrages courants

(Voir annexes)

PRF	Franchissement	Type	PK	Num.	Structure	Couverture	Fondations	Hauteur libre	Largeur tablier	Biais	Longueur biaise	Surface
2+710	Rue Danton	PRO	2+710	OA 1	PRO_Portique	Chaussée	Superficielle	6.4	8.50	100	12.29	104
3+709	VF 1 voie	PRA	3+709	OA 2	PRA_PE	Ballaste	Superficielle	11.16	11.33	100	42.84	485
3+890	VF 2 voies	PRA	3+890	OA3	PRA_PE	Ballaste	Superficielle	10.9	33.80	70	13.00	439
4+214	Rue Sadi Carnot (D48)	PRO	4+214	OA4	PRO_Po	Chaussée	Superficielle	6.05	10.00	94	12.34	123
5+488	Chemin d'annapes	PRO	5+488	OA5	PRO_PBP3	Chaussée	Superficielle	6.02	8.50	100	70.42	599
7+869	Bd du petit Quinquin (RD 655)	PRA	7+869	OA6	PRA_Po	Ballaste	Superficielle	4.89	11.33	100	11.82	134
8+783	Chemin	PRO	8+783	OA7	PRO_Po	Chaussée	Superficielle	6.82	6.50	70	12.54	82
9+660	RD 145	PRA	9+660	OA8	PRA_Po	Ballaste	Superficielle	5.01	11.33	70	13.16	149
10+550	Chemin	PRA	10+550	OA 9	PRA_CBA	Ballaste	Superficielle	4.65	11.33	70	7.43	84
12+220	Route D'Ennetieres	PRA	12+220	OA10	PRA_Po	Ballaste	Superficielle	5.52	11.33	70	8.55	97
14+055	Route les six bonniers	PRO	14+055	OA11	PRO_CBA	Chaussée	Profonde	6.27	6.50	70	13.79	90
14+77	D549	PRO	14+77	OA12	PRO_CBA	Chaussée	Profonde	5.68	50.00	70	13.79	690
16+110	Route de Martinsart (D8)	PRA	16+110	OA13	PRA_DBA	Ballaste	Profonde	5.5	11.33	75	34.68	393
16+450	D925	PRA	16+450	OA14	PRA_DBA	Ballaste	Profonde	6.32	18.16	70	34.74	631
17+250	Route	PRA	17+250	OA15	PRA_DBA	Ballaste	Profonde	6.71	11.33	90	30.57	346
17+400	VF+chemins	PRA	17+400	OA16	PRA_PE	Ballaste	Profonde	6.08	11.33	100	106.00	1201
17+525	Route	PRA	17+525	OA17	PRA_DBA	Ballaste	Profonde	6.22	11.33	90	30.57	346
18+110	D925	PRA	18+110	OA18	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.012	10.00	70	13.94	139
18+420	D62	PRO	18+420	OA19	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.39	10.00	100	12.29	123
20+100	D62B	PRO	20+100	OA20	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	7.32	10.00	70	13.94	139
20+860	D62A	PRO	20+860	OA21	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	7.26	10.00	100	15.51	155
22+000	D41	PRO	22+000	OA22	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.57	10.00	70	13.94	139
22+860	Chemin	PRO	22+860	OA23	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.47	5.50	70	13.94	77
23+800	D919	PRO	23+800	OA24	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.88	16.50	85	12.67	209
25+725	Route d'Oignies	PRO	25+725	OA25	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.38	16.50	80	12.67	209
26+600	D46	PRO	26+600	OA26	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.05	15.00	70	13.79	207
26+900	Pont de la batterie, accès LGV	PRA	26+900	OA 27	PRA_CBA	Ballaste	Superficielle	4.82	11.33	100	6.50	74
29+320	D161E4	PRO	29+320	OA28	PRO_CBA	Chaussée	Superficielle	6.25	10.00	100	12.29	123
30+300	Chemin du hameau de Bourcheuil	PRA	30+300	OA29	PRA_Po	Ballaste	Superficielle	4.94	11.33	70	7.43	84
30+800	Chemin des Allemands	PRA	30+800	OA30	PRA_Po	Ballaste	Superficielle	4.45	42.06	80	6.89	290
39+600	VF	PRA	39+600	OA31	PRA_PE	Ballaste	Superficielle	7.35	11.47	100	35.28	405

4.3.3 Ouvrages courants particuliers

4.3.3.1 Sauts de moutons aux Pk 31+105 et Pk 31+300

4.3.3.1.1 Description des sauts de mouton

Les sauts de mouton sont des ouvrages qui permettent à une ou deux voies ferrées de franchir une ou plusieurs autres voies ferrées. Ils sont utilisés pour réaliser le débranchement ou le raccordement d'une voie ferrée sur une ou plusieurs voies et sont généralement caractérisés par des biais de franchissement très prononcés (de 12 à 20 gr environ).

Dans les études d'avant-projet, le nivellement des ouvrages sera étudié.



Illustration 28. Exemple de saut de mouton (crédit : RFF/CAPA/Laurent Rothan (TOMA))

Lorsqu'ils sont réalisés en site ferroviaire exploité, ils sont alors constitués de portiques en béton armé ou avec une traverse en poutrelles enrobées lorsque le détournement des circulations n'est pas possible afin d'éviter la mise en place de coffrage au-dessus des voies. En site non exploité, ils sont le plus souvent constitués de cadres en béton armé, cadre dont l'ouverture est adaptée au passage d'une ou de deux voies selon le cas.

La structure en cadre ou portique est prolongée par des murs en aile soutenant le remblai arrière. Ces murs sont placés dans le prolongement des piédroits du cadre ou du portique. Ils sont généralement particulièrement longs du fait du biais de franchissement prononcé.

Le biais de l'ouvrage est redressé à 100 gr (ou 70 gr au minimum) par rapport au biais de franchissement.

Le monolithisme des cadres ou des portiques leur confère une rigidité qui rend les frais d'entretien marginaux. De plus, l'absence d'éléments mobiles et leur parfaite intégration au corps du remblai, dont les blocs techniques assurent la transition, font que ces ouvrages ne créent aucune interruption dans le comportement de la voie et n'occasionnent donc aucun surcoût de maintenance par rapport à la plateforme courante.



Des joints de structure sont prévus disposés à intervalles réguliers de manière à limiter les efforts de retrait du béton et de dilatation.

Ce type d'ouvrage ne nécessite pas d'implantation d'appareil de dilatation de la voie.

Les ouvrages de type cadre en béton armé conviennent à des sols supports présentant des caractéristiques géotechniques moyennes.

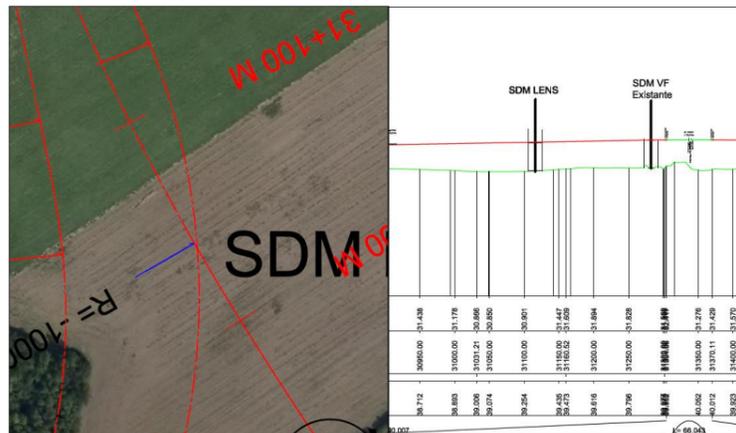
○ Mise en œuvre

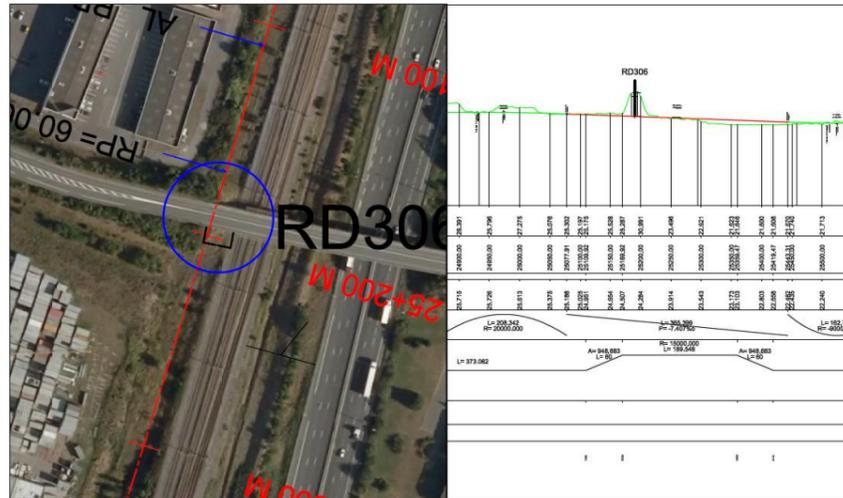
Constitués d'une succession d'éléments de 12m de longueur maximum (pour limiter les longueurs dilatables), la structure est relativement simple à réaliser. Cependant la réalisation des sauts de mouton sur voies ferrées exploitées nécessite des précautions particulières en phase travaux (écrans de protection, mesures transport telles que détournement de circulation, interceptions de la voie et mise hors tension de la caténaire).

4.3.3.1.2 Sauts de moutons au Pk 31+105

4.3.3.1.2.1 Présentation

La création d'un saut de mouton est nécessaire afin de permettre à la Voie 2 du tracé de référence de franchir le prolongement vers Lens pour venir se raccorder sur les voies existantes au niveau d'Hénin –Beaumont.



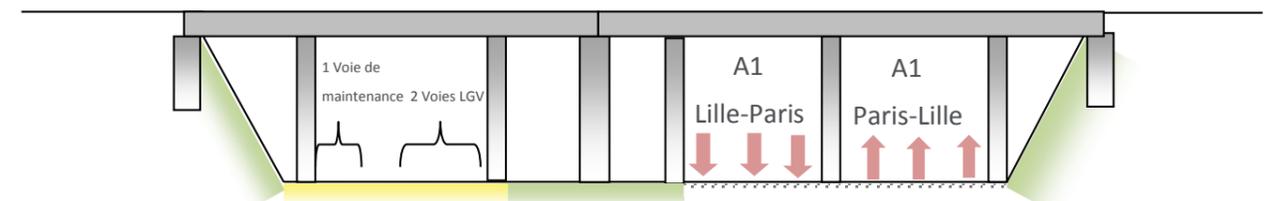


4.3.3.2.3 Caractéristique de la structure

La structure à prévoir sera de type poutrelles enrobées afin de limiter les travaux au-dessus des voies de la LGV. Le tablier composé de 4 travées aura une longueur totale d'environ 61 m.

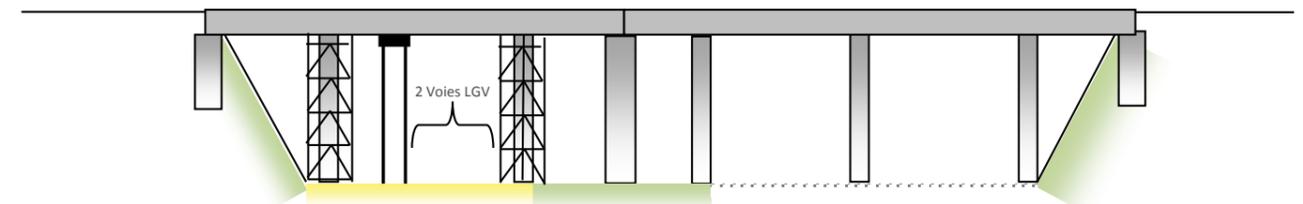
- Phasage des travaux :

Etat initial :

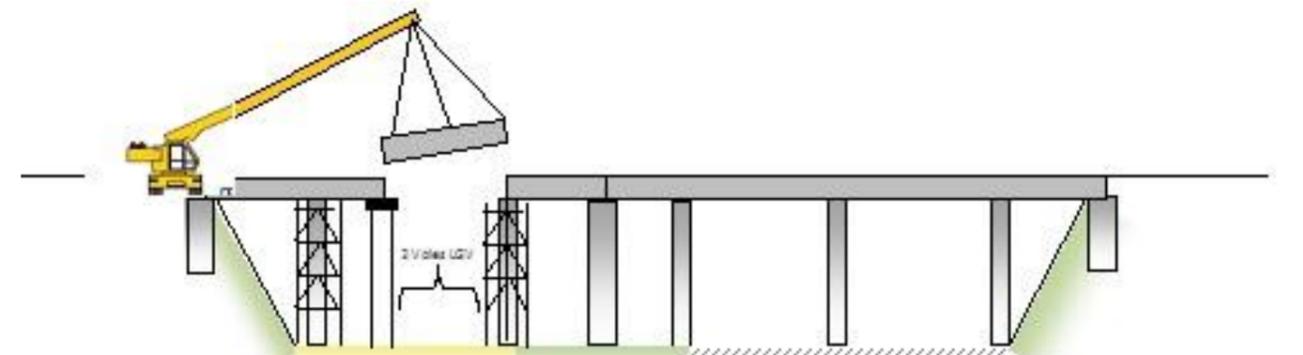


Phase 1 : Travaux préparatoire à la déconstruction du tablier

- Mise en place d'étalement provisoire et d'écrans de protections
- Impact sur la circulation des trains : Travaux réalisés de nuit, interceptions de la voie de maintenance, réductions de la vitesse des TGV.



Phase 2 : Découpe et enlèvement du tablier (travaux réalisés de nuit)



Phase 3 : Terrassement et démolitions de la culée existante

Le tracé de la ligne passe juste au niveau de la culée de l'ouvrage existant. Ce passage entre le bâtiment et la LGV est très contraignant. Ainsi dans l'optique de conserver le bâti existant, il semble difficile de décaler le tracé afin de l'éloigner de l'ouvrage existant.

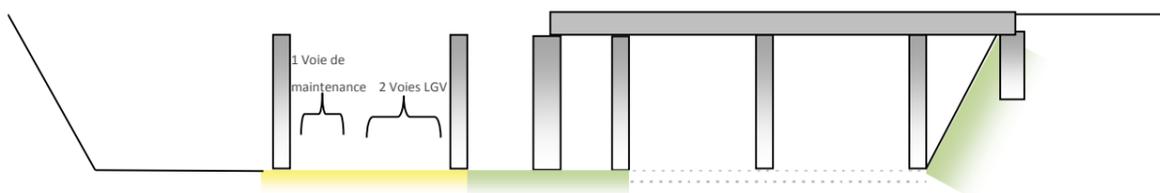
Lors d'une étude ultérieure il sera possible de caler le tracé plus précisément et essayer d'optimiser celui-ci pour éviter l'ouvrage existant tout en conservant les bâtiments. Pour cette EP on se place dans le cas le plus défavorable en considérant que l'ouvrage existant est impacté.

4.3.3.2.2 Ouvrage existant

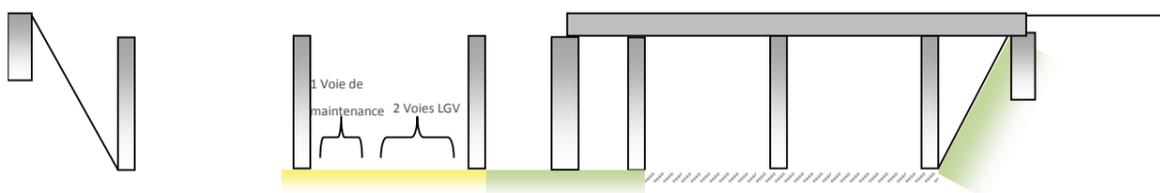
L'ouvrage existant permet d'une part de traverser l'autoroute et, d'autre part, de franchir la LGV.

La longueur totale de l'ouvrage est d'environ 110 m mais l'ouvrage est composé de deux tabliers différents. Il faut donc prévoir de détruire le tablier franchissant la LGV et la remplacer par un tablier plus long permettant de franchir également la ligne nouvelle.

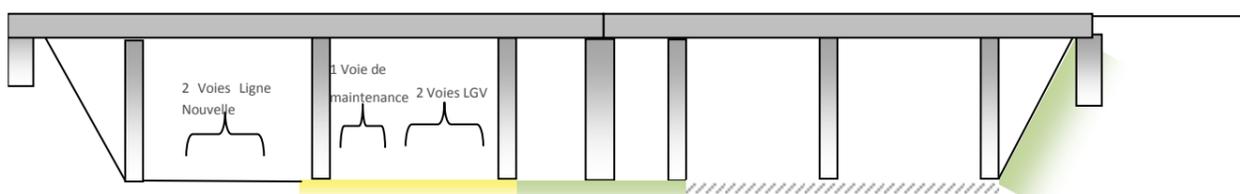




Phase 4 : Réalisation de la nouvelle pile et d'une culée



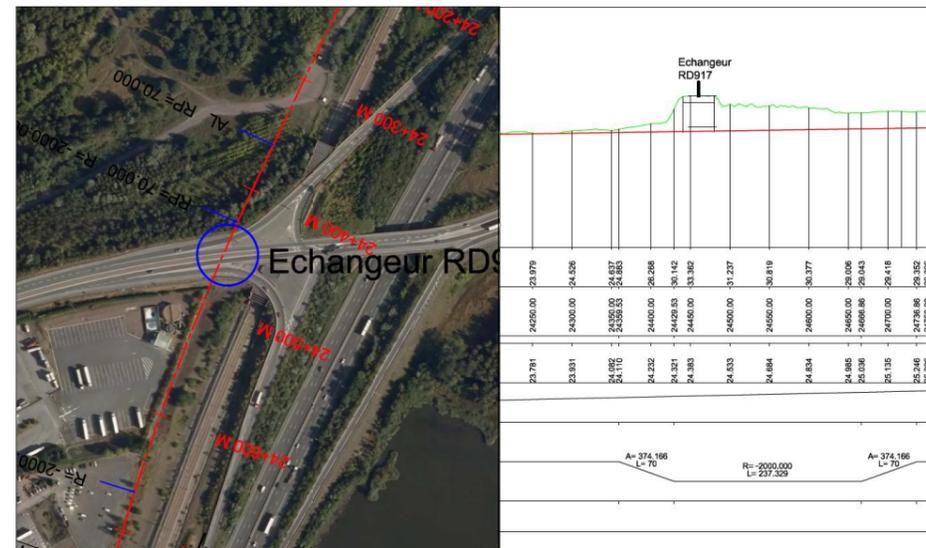
Phase 5 : Pose des poutrelles (de nuit pour la travée au-dessus des voies de LGV) et coulage du tablier



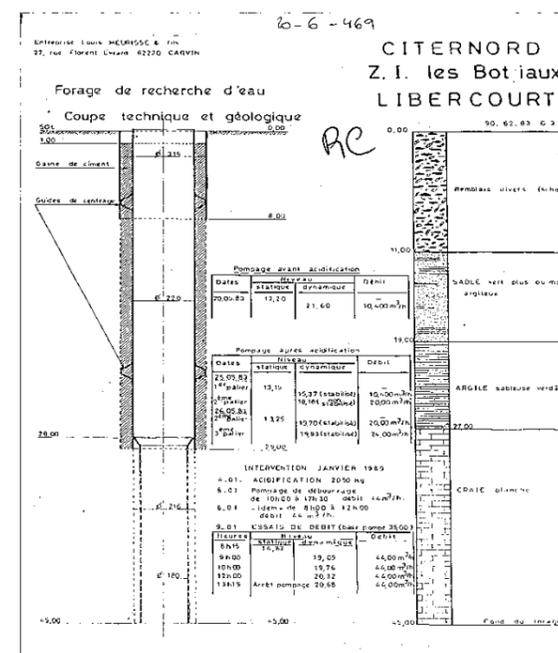
4.3.3.3 Franchissement de l'échangeur RD 917

4.3.3.3.1 Présentation

Cet ouvrage est particulier du fait de son interface avec l'ouvrage existant.



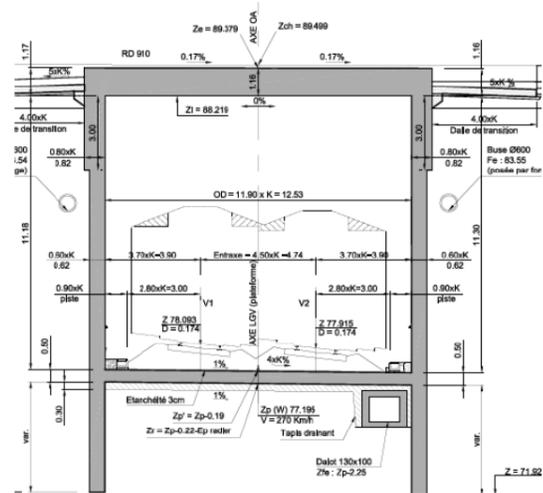
La ligne nouvelle doit passer sous l'échangeur de la RD 917 au Pk 24+450.



Le sol présente de médiocres caractéristiques géotechniques. D'après un sondage, issu du site Infoterre, l'ouvrage devra être fondé sur fondations superficielles jusqu'à un niveau compris entre 19 NGF et 27NGF suivant les caractéristiques de la couche d'argile.

4.3.3.3.2 Caractéristique de la structure

Au regard du fait que la ligne est située en fort déblai par rapport au TN et du fait des caractéristiques du sol, la solution retenue est du type portique en parois moulées.



La structure en béton armé constituant l'ouvrage à construire se compose de :

- 2 parois moulées latérales servant au soutènement des terres et de l'eau
- Une dalle permettant le rétablissement de l'échangeur.
- Eventuellement un radier servant de butonnage bas permanent entre les deux parois.

L'ouvrage sera de type portique ayant les caractéristiques suivantes:

Voie haute	Voies basses	Ouverture droite mini	Angle franchissement	Biais mécanique	Ep parois moulées	Largeur utile biaise (longueur de pénétration)	Gabarit mini	Fondations
Echangeur RD 917	Voies ligne nouvelle	11.17	66 gr	66 gr	1	45m	6.05	Profondes



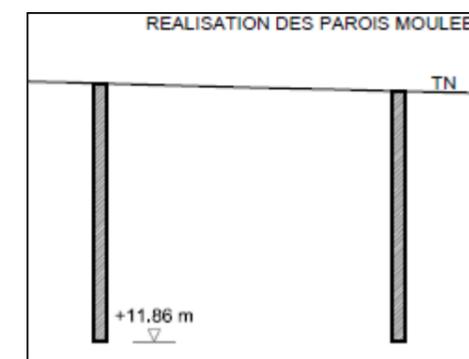
○ Phasage de réalisation :

Les parois moulées et la dalle seront réalisées en deux phases afin de conserver une partie de la circulation.

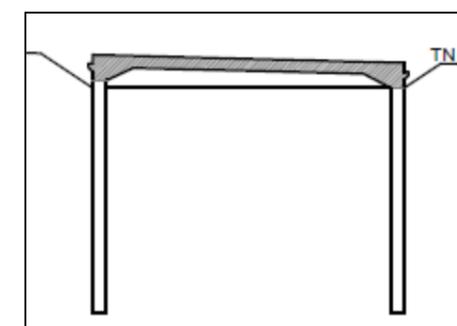
- Phase 1 : Suppression des circulations sur une section de l'échangeur et passe à 2x 1 voie sur l'autre section.



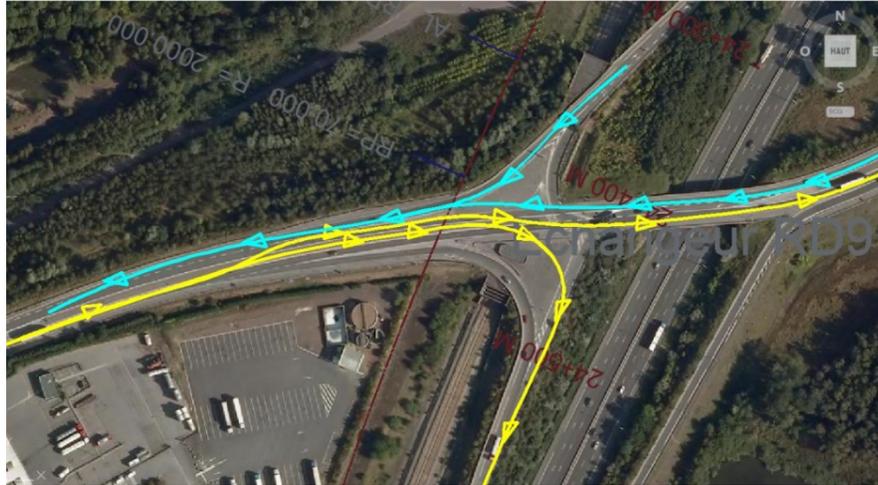
- Phase 2 : Réalisation des parois moulées :



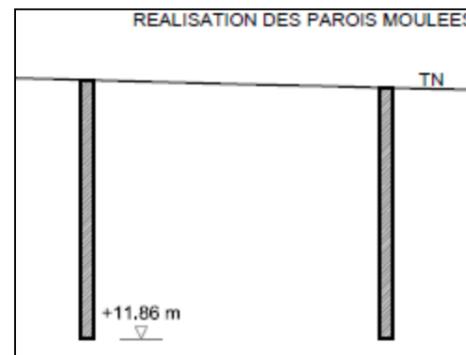
- Phase 3 : Coulage de la dalle



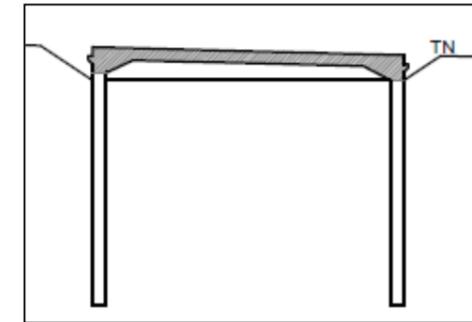
- Phase 4 : déviation des circulations



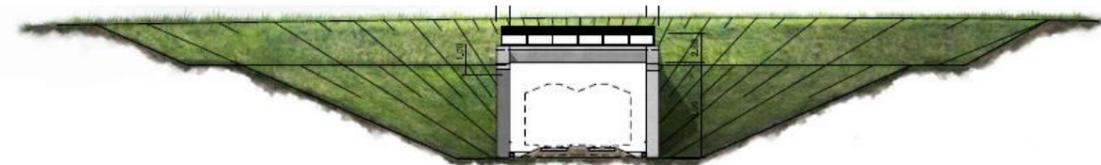
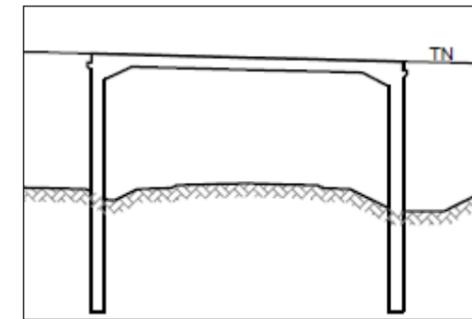
- Phase 5 : Réalisation des parois moulées :



- Phase 6 : Coulage de la dalle



- Phase 7 : Rétablissement des circulations sur la dalle
- Phase 8 : Terrassement en taupe sous l'ouvrage



4.4 Ouvrages non courants

Les ouvrages non courants utilisés correspondent aux structures classiques de ponts rail, qui ont largement été utilisées sur les lignes ferroviaires existantes.

4.4.1 Types d'ouvrages

4.4.1.1 Bipoutre mixte

La solution la plus courante pour réaliser des viaducs de portées importantes mais non exceptionnelles correspond aux ouvrages mixtes. L'exemple type est le bipoutre mixte composé de deux poutres métalliques

en forme de « I » surmontées d'une dalle en béton armée connectée aux poutres. Ce type de structure comporte, à intervalles réguliers, des pièces de pont ou entretoises. Un contreventement inférieur est nécessaire pour assurer un bon comportement de la structure vis-à-vis des actions dynamiques du trafic à grande vitesse et pour améliorer la reprise des effets de torsion.

En ce qui concerne les bipoutres mixtes de hauteur constante (cas le plus courant), leur domaine d'emploi est caractérisé par une portée limite de 50 m environ pour les ouvrages ferroviaires (même si des utilisations jusqu'à 65 m ont été réalisées) et par une hauteur de poutre importante (1/15 de la portée déterminante).

En ce qui concerne les bipoutres mixtes de hauteur variable (plus rarement rencontrés), leur domaine d'emploi est caractérisé par une portée limite de 60 m environ (même si des utilisations jusqu'à 75 m ont été réalisées) et par une hauteur de poutre importante (1/13 de la portée déterminante sur appuis et 1/20 de la portée à mi-travée).

Ce type ouvrage est utilisé dans deux types de configurations :

- Pour la réalisation des longs viaducs, lorsque les possibilités d'implanter des appuis sont peu contraignantes et que la hauteur disponible est suffisante pour loger les poutres.
- Pour le franchissement de brèches sous fort remblai lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser des ouvrages voûtés, la longueur de l'ouvrage est déterminée par l'ouverture du remblai compte tenu des pentes de talus et des largeurs de risbermes.

Les ouvrages mixtes sont assez faciles à mettre en œuvre. L'ossature métallique légère et souple est mise en place à la grue ou par lançage. La dalle béton est coulée en place soit à partir d'outil coffrant déplaçable soit par utilisation de prédalles préfabriquées.

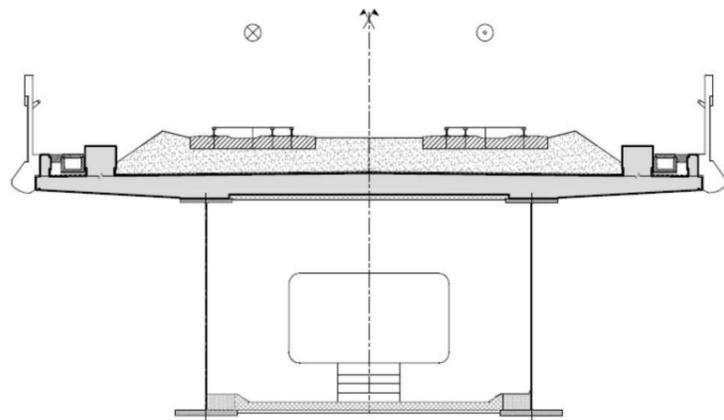
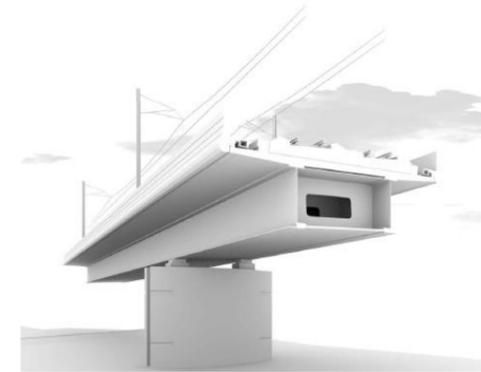


Illustration 29. Pont mixte acier/béton

Lorsque la hauteur disponible pour le tablier est insuffisante, des solutions multi-poutre (quadripoutres principalement) ou de ponts à poutres latérales sont possibles.

- **Mise en œuvre**



L'ossature métallique est construite sur une aire de montage puis soit lancée au-dessus de la brèche, soit posée à la grue. La dalle est ensuite bétonnée au-dessus de la brèche, par plots, en commençant par la mi-travée et en clavant sur appui intermédiaire.

La solution de mise en œuvre par grutage sera réservée aux ouvrages de portées limitée pour lesquels on ne dispose pas d'aire de lançage.

4.4.1.2 Viaduc à tablier métallique à poutres latérales

Rentrent dans cette catégorie :

- les tabliers à poutres latérales à âme pleine (RAPL)
- les tabliers à poutres latérales à treillis de type WARREN

Le domaine d'emploi de ces 2 types d'ouvrages est fonction de leur portée. Les tabliers à poutres latérales à âme pleine, à travée isostatique ou à travées continues, sont généralement utilisés lorsque le profil en long de la Ligne nouvelle doit être calé au plus près d'une infrastructure existante comme par exemple dans le cas des divers franchissements de l'autoroute A9, sous réserve du respect de la portée limitée à 55 voire 60 mètres.

Au-delà, il convient de retenir des tabliers à poutres latérales à treillis de type WARREN, généralement isostatiques, parfois continus. Ce sont des tabliers métalliques, dont la portée peut atteindre 100 mètres, constitués de 2 poutres latérales à treillis avec montants et supportant en partie inférieure un système pièces de ponts - longerons sur lequel est connectée une dalle en béton armé ou une dalle mixte de type poutrelles enrobées, servant de cuvelage au ballast.

Ces ouvrages présentent un élancement de poutre égal au 1/12 de la portée, mais l'épaisseur de structure sous voie est indépendante de la longueur des travées.



Illustration 30. Exemple d'ouvrage de type RaPL : Franchissement de l'A4 à Bussy-le-Château
Crédit : RFF / CAPA / Laurent Rothan (TOMA)



Illustration 32. Exemple d'ouvrage à poutres treillis à hauteur variable : Franchissement de la Saône à Lyon – Viaduc de la Mulatière

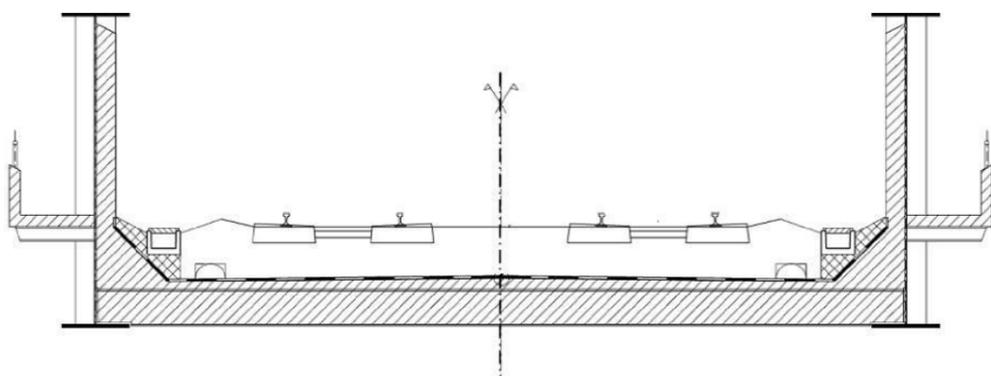


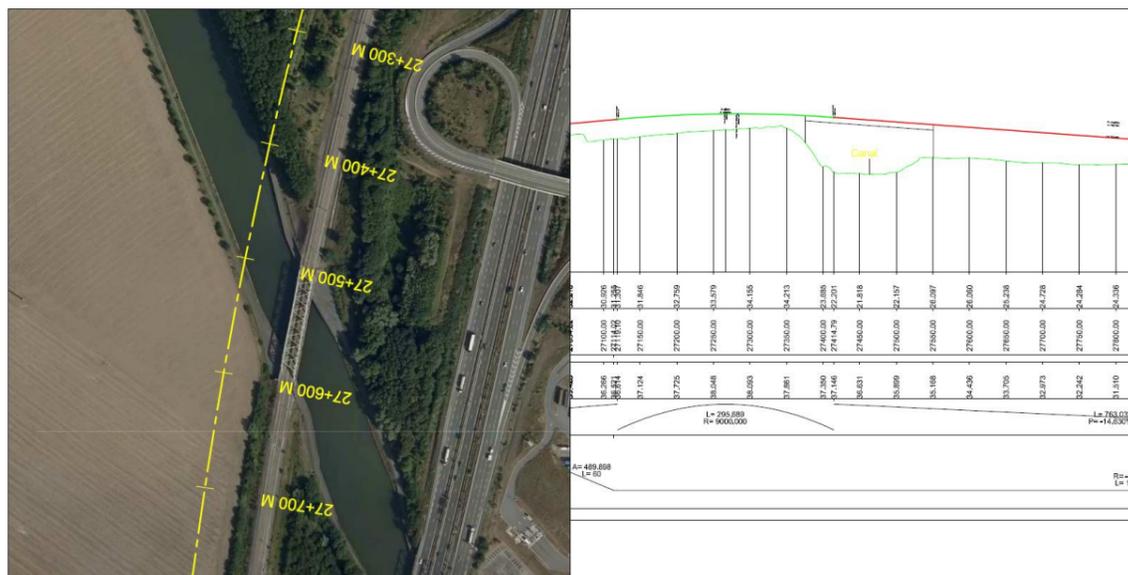
Illustration 31. RAPL

4.4.2 Ouvrage de franchissement de la Deûle

Au Nord d'Hénin Beaumont, le tracé de référence franchit la rivière la Deûle au Pk 27+450.

Il s'agit de l'ouvrage le plus important, de par sa portée, du tracé de référence de la ligne nouvelle.

4.4.2.1 Données fonctionnelles



4.4.2.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan de la ligne nouvelle s'inscrit dans cette zone en parallèle de la ligne existante. Ainsi l'ouvrage de franchissement à créer à proximité d'un ouvrage SNCF existant.

La ligne nouvelle franchit la Deûle avec un angle de franchissement de 35 gr.

4.4.2.1.2 Tracé en long-gabarit

L'altitude de la ligne est d'environ 8 m à 9 m au-dessus du terrain naturel en entrée et en sortie d'ouvrage, puis de 15m environ au-dessus du fond du canal.

La hauteur libre minimale à dégager sous l'ouvrage est de 7.00m (gabarit de navigation).

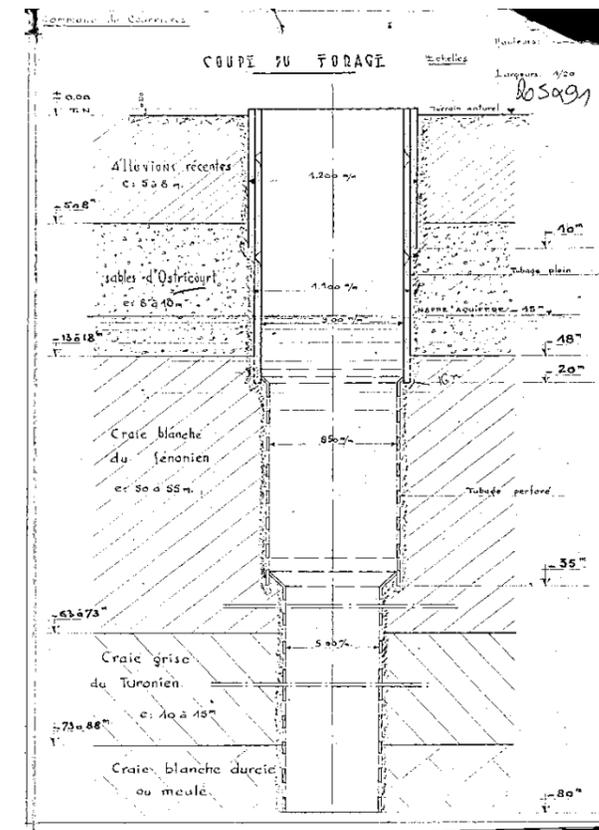
Le NPHE (niveau des plus hautes eaux) est à environ 21.78 NGF. Ainsi la sous-cote du tablier de l'ouvrage devra être supérieure à 29 NGF.

4.4.2.1.3 Profil en travers

Le profil en travers fonctionnel retenu pour cet ouvrage est le profil classique qui conduit à la prise en compte d'une largeur utile de 11,17 m environ.

4.4.2.2 Caractéristiques géotechniques

Un sondage réalisé à proximité de l'ouvrage, issu du site internet du BRGM, révèle la coupe suivante :



Des pieux d'une longueur de 18 m environ seront nécessaires pour atteindre les couches de craie blanche.

4.4.2.3 Caractéristiques techniques de l'ouvrage

4.4.2.3.1 Choix du type d'ouvrage

Le choix du type de tablier est déterminé par la portée à respecter. Ainsi la portée est définie par deux contraintes principales :

- L'angle de franchissement de 35 gr avec l'axe du canal ;
- Le respect du gabarit de navigation du canal de 60 m de largeur et de 7m de hauteur.

Si bien qu'avec un recul d'appui suffisant et un tablier biais à 70 gr, la portée de l'ouvrage est fixée à 107m.

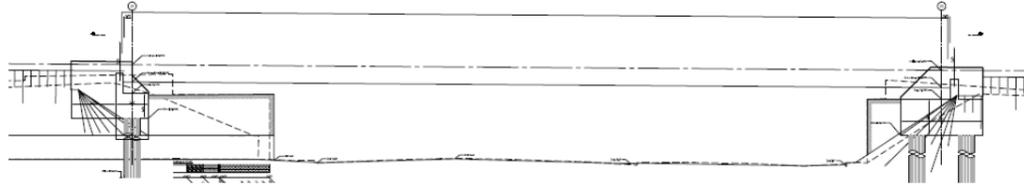
Les chemins de halage seront rétablis à l'arrière des appuis du tablier par la réalisation de deux portiques en béton armé de 5m d'ouverture.

Pour répondre à ces exigences, un tablier de conception « classique », avec une structure résistante située entièrement sous les voies, de types tablier mixte à poutre en acier ou tablier en caisson précontraint, ne conviennent pas. En effet, les critères de résistance imposent à ces types de tablier une épaisseur totale très importante, rehaussant le profil en long.

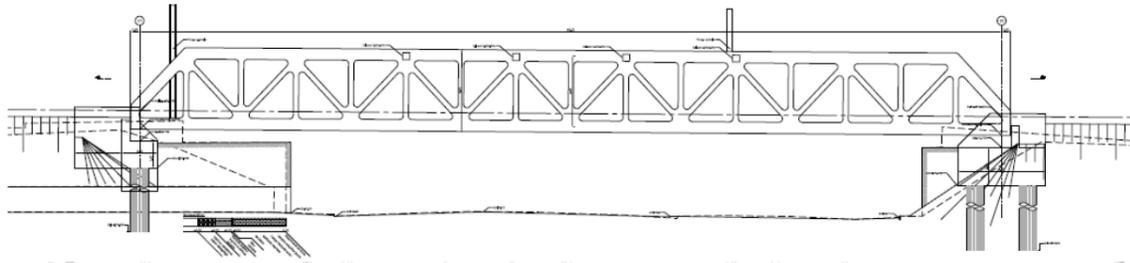
• Tableau comparatifs :

Ainsi, les types de tablier envisageables sont :

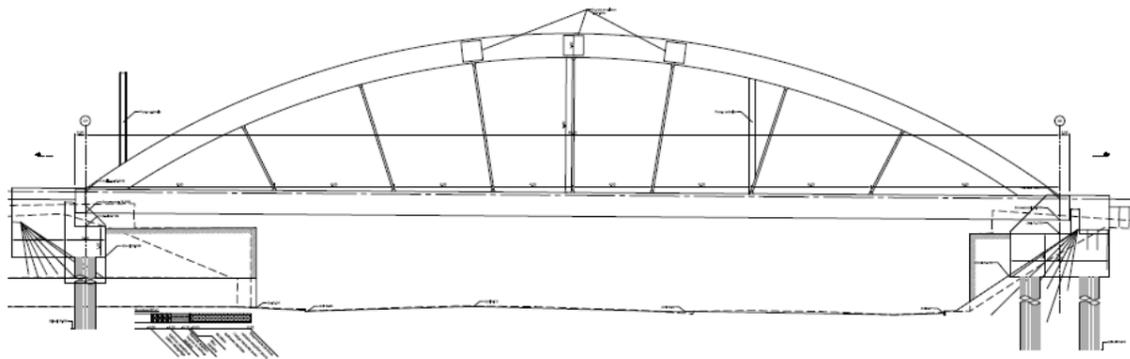
- RAPL,



- WARREN,



- Bow strings



Types d'ouvrage \ Critères de comparaison	Caractéristique	Coût (montant approximatif)	Délais	Conditions de réalisation	Insertion environnementale
WARREN	Portée limite : 120m Elancement : 1/12	++	17 à 18 mois	Nécessite obligatoirement une emprise au sol pour le montage de la charpente en entier. Mise en place par poussage.	Charpente massive (environ 4 m de hauteur à mi travée), non opaque (poutres treillis). Tablier similaire à l'ouvrage existant.
BOW-STRING	Portée limite : 180m Elancement : 1/6	+++	19 mois	Nécessite obligatoirement une emprise au sol pour le montage de la charpente en entier. Mise en place par poussage.	Ouvrage architectural, s'insère bien dans l'environnement.
RAPL	Portée limite : 70 m Elancement : 1/12	+	15 à 16 mois	Nécessite obligatoirement une emprise au sol pour le montage de la charpente en entier. Mise en place par poussage.	Ouvrage opaque et massif, peut cependant être amélioré pour une meilleure insertion, en améliorant l'aspect architectural.

Légende :

Sens des couleurs :



Un tablier de type RAPL est éliminé car la portée d'utilisation pour ce type de tablier étant de 70 m, il n'est pas bien adapté pour la portée de l'ouvrage à prévoir.

Le Bow-String et le Warren sont tous deux adaptés ; toutefois, le Warren est légèrement moins cher qu'un bow-string alors que l'intérêt principal du Bow-string est l'insertion architecturale. Toutefois, l'ouvrage ne se trouvant pas dans un milieu urbain présentant un fort enjeu architectural, on retiendra un tablier de type Warren.

4.4.2.3.2 Tablier

Il s'agit donc d'un tablier métallique de 107 m de portée, biais à 70 gr, constitué de deux poutres latérales à treillis Warren avec montants, et supportant en partie inférieure un système pièces de pont-longerons sur lequel est connectée une dalle en béton armé.

Les membrures des poutres latérales ont une hauteur de 9m.

4.4.2.3.3 Appuis

Pour conserver les chemins de service sur chacune des berges, et afin de ne pas augmenter la portée de l'ouvrage pour autant, les culées sont en réalité des portiques d'ouverture droite de 5m environ.

Le piédroit avant sert d'appui au tablier alors que le piédroit arrière est prolongé par des murs et sert de butée au bloc technique.

Les semelles continues sous les portiques et les murs sont fondées sur des pieux.

4.4.2.3.4 Phasage de réalisation

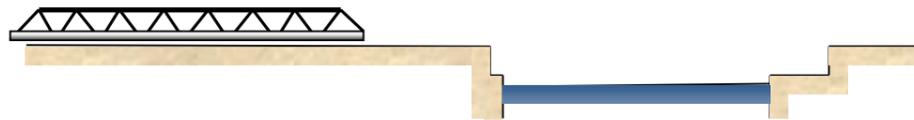
La mise en place d'une travée indépendante au-dessus d'une voie d'eau navigable doit être effectuée de façon à entraver le moins possible le service de la navigation.

Il peut être difficile de lancer une travée indépendante de l'importante de celle-ci sans avoir recours à un appui intermédiaire. Il est possible d'utiliser la méthode du lançage sur ponton flottant.

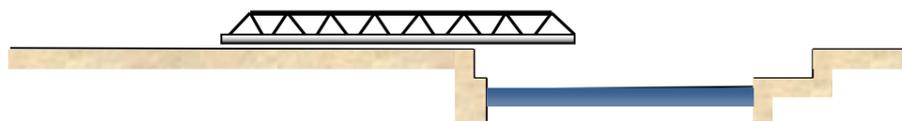
Le principe consiste à ce que l'avant du tablier soit pris en charge, après le lançage d'une certaine longueur, par une barge équipée d'une palée et qui va le porter d'une rive à l'autre en quelques heures. Durée pendant laquelle la navigation est totalement interrompue.

Ce principe implique que le tablier soit préalablement entièrement constitué sur une plateforme aménagée à l'arrière de la culée.

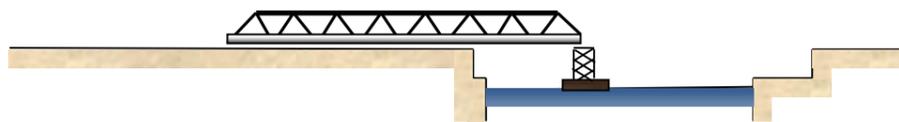
- Phase 1 : assemblage de l'ossature sur plateforme :



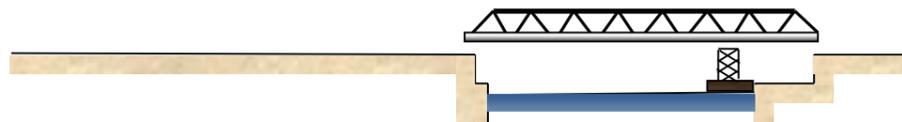
- Phase 2 : prélançage en porte à faux + coulage de la dalle servant de lest



- Phase 3 : prise en charge et arrimage sur berge



- Phase 4 : Traversée du canal et mise sur appui définitifs.



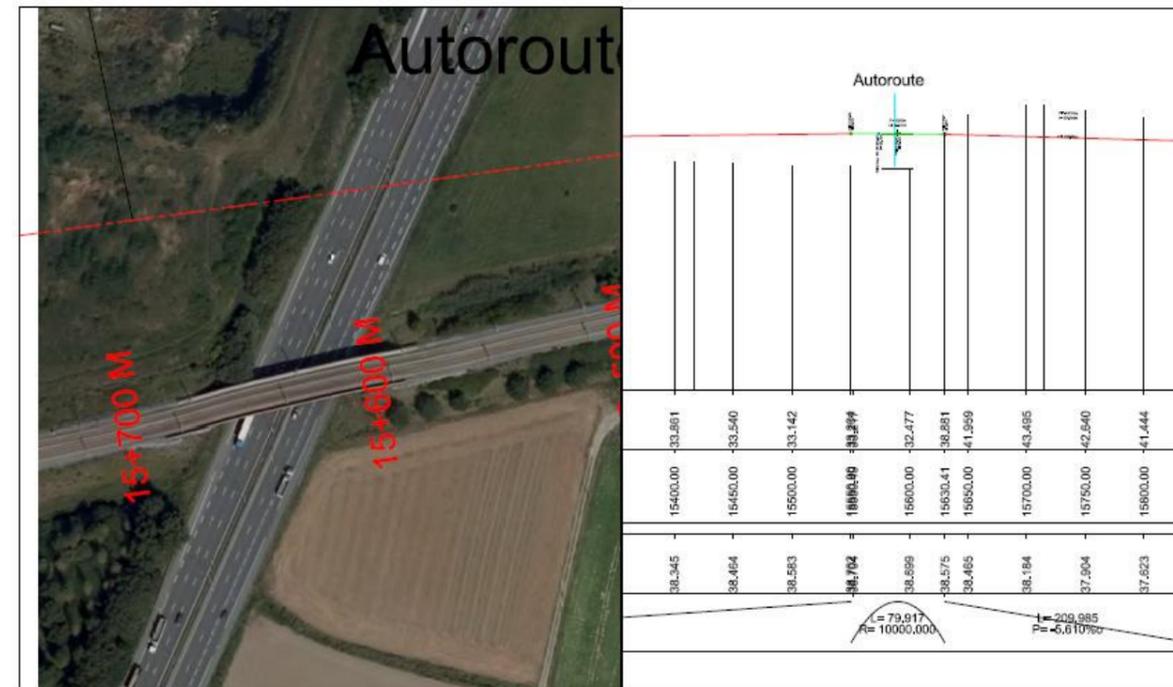
4.4.2.4 Délais de réalisation

Le délai de réalisation des travaux est estimé à 20 mois.

4.4.3 Ouvrage de franchissement de l'A1

Au Sud de Seclin, le tracé de référence franchit l'autoroute A1 au Pk 15+650.

4.4.3.1 Données fonctionnelles



4.4.3.1.1 Tracé en plan

La ligne nouvelle franchit l'autoroute avec un angle de franchissement de 58 gr.

La brèche à franchir est de 37m de largeur utile droite pour une plateforme à deux fois trois voies avec bandes d'arrêt d'urgence et terre-plein central de 3,00 m.

4.4.3.1.2 Tracé en long-gabarit

L'altitude de la ligne est d'environ 6.20m au-dessus du terrain naturel en entrée et en sortie d'ouvrage.

La hauteur libre minimale à dégager sous l'ouvrage est de 5.00m (gabarit autoroutier).

4.4.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers fonctionnel retenu pour cet ouvrage est le profil classique qui conduit à la prise en compte d'une largeur utile de 11,17 m environ.

4.4.3.2 Caractéristiques géotechniques

Un sondage réalisé à proximité de l'ouvrage, issue du site internet du BRGM,

20 20 35

DÉPARTEMENT : NORD CANTON : **GB**

Commune : **SECLIN** Indice de classement : **20.2.35** Feuillelet n°

Forage : Sondage n°26 (Sortie de Martinsart-Route de Autoroute du Nord) Cote de l'orifice : +32,85

N°	PROFONDEURS	NATUREL DES TERRAINS	INTERPRÉTATION	COTE
	0,00 à 0,30	Remblai		+32,85
	0,30 à 0,70	Argile sableuse		+32,55
	0,70 à 1,50	Sable oxydé argileux		+32,15
	1,50 à 2,50	Sable gris vert gras		+31,35
	2,50 à 3,80	Sable gras dur mélangé		+30,35
	3,80 à 5,50	Sable bleuâtre glaiseux		+29,05
	5,50 à 10,00	Marne bleue sèche		+27,35
	10,00 à 12,00	Sable gras noir		+22,85
	12,00 à 13,50	Craie grasse		+20,85
	13,50	Fin du sondage		+19,35
		Niveau d'eau à 3m45 du sol.		

Archives D - BRGM

Il est nécessaire de prévoir des fondations profondes de types pieux d'une longueur de 12m environ.

4.4.3.3 Caractéristiques techniques de l'ouvrage

4.4.3.3.1 Choix du type d'ouvrage

Le choix du type de tablier est déterminé par les contraintes suivantes :

- L'angle de franchissement de 58 gr avec l'axe de l'autoroute ;
- Le respect du gabarit de circulation de 5m de hauteur, ce qui impose un tablier le moins épais possible (épaisseur maxi du tablier d'environ 1m20).
- La structure de tablier définie devra être facilement mise en place (par une opération de grutage par exemple) afin de limiter au maximum les gênes sur la circulation.
- Le biais important devant être respecté (58g)

La faible épaisseur du tablier nécessaire ainsi que la limitation des gênes sur la circulation impose de limiter la portée de l'ouvrage. Ainsi le principe d'un ouvrage à 4 travées (16m-20m-20m-16m) avec appuis en terre-plein central est retenu malgré les contraintes d'implantation.

Les types de tabliers envisageables sont :

Type de structure	Domaine d'utilisation courant			Domaine d'utilisation limite			Méthodes d'exécution
	Biais	Portée biaise	Elancement	Biais	Portée biaise	Elancement	
Tablier à dalle béton précontraint	>70	15-20	1/18	70	25	1/20	Coulé en place Coulé à proximité puis ripé
Tablier à poutrelles enrobées	>70	12-30	1/20	50	35	1/24	Mise en place par grues des poutres et coulage en place
Tablier multi poutres acier-béton	>70	30-60	1/18	50	60	1/23	Réalisé sur une aire de montage puis ripée Mise en place à la grue
Tablier caisson précontraint à inertie variable	>70	50-80	1/11 sur appui 1/20 en travée	50	120	1/12 sur appui 1/22 en travée	Poussage Encorbellement successifs

Le type de tablier le mieux adapté est le poutrelles enrobées car celui-ci permet de répondre à toutes les contraintes à savoir une portée biaise de 20m (compris dans le domaine d'utilisation courant), un biais de 58g (> au 50g limite) et une épaisseur de tablier limitée à 1m20 (20/20=1m).

4.4.3.3.2 Tablier

Il s'agit donc d'un tablier d'une longueur total de 72m, biais à 58 gr, composé d'une dalle béton armé comportant des poutrelles laminées (faiblement espacées-entraxe maximum de 75cm). Les poutrelles et le béton collaborent en formant une structure composite.

A noter qu'actuellement la RD 161 franchit l'autoroute au même niveau de la ligne nouvelle. En concertation avec le Maître d'Ouvrage il a été décidé de ne pas rétablir la RD 161.

Il faut néanmoins prévoir la démolition de l'ouvrage de franchissement existant.



4.4.4.1.2 Tracé en long-gabarit

L'altitude de la ligne est d'environ 6.10m au-dessus du terrain naturel en entrée et en sortie d'ouvrage.

La hauteur libre minimale à dégager sous l'ouvrage est de 5.00m (gabarit autoroutier).

4.4.4.1.3 Profil en travers

Le profil en travers fonctionnel retenu pour cet ouvrage est le profil classique qui conduit à la prise en compte d'une largeur utile de 11,17 m environ.

4.4.4.2 Caractéristiques géotechniques

Un sondage réalisé à proximité de l'ouvrage, issue du site internet du BRGM,

DÉPARTEMENT : PAS-DE-CALAIS *CT* Pièce n° 10/11
 COMMUNE : DOURGES Indice de classement : 20 6 183
 DÉSIGNATION : Sondage n° 23 Cote du sol (z) = EPD + 31
 x = 645,000
 y = 303,630
 Coupe établie par : Ponts et chaussées de St-Quentin
 Interprétation de : M. Minne Bernard

PROFONDEURS DE A	NATURE DES TERRAINS	INTERPRÉTATION	COTE DU TOIT
0,00 à 1,70m	Limon argileux	QUATERNAIRE	+24,00
1,70 à 3,30m	Limon sableux		
3,30 à 4,00m	Argile sableuse verte	TERTIAIRE	+23,50
4,00 à 6,00m	Craie	SENONIEN	
6,00m	Fin du sondage	CRETACE SUP. SECONDAIRE	

Des fondations superficielles reposant sur la couche de craie seront prévues.

4.4.4.3 Caractéristiques techniques de l'ouvrage

4.4.4.3.1 Choix du type d'ouvrage

Le choix du type de tablier est déterminé par les contraintes suivantes :

- L'angle de franchissement de 53 gr avec l'axe de l'autoroute ;
- Le respect du gabarit de circulation de 5m de hauteur, ce qui impose un tablier le moins épais possible (épaisseur maxi du tablier d'environ 1m20).
- La structure de tablier définie devra être facilement mise en place (par une opération de grutage par exemple) afin de limiter au maximum les gênes sur la circulation.
- Le biais important devant être respecté (53g)

La faible épaisseur du tablier nécessaire ainsi que la limitation des gênes sur la circulation impose de limiter la portée de l'ouvrage. Ainsi le principe d'un ouvrage à 4 travées (12 m-15 m-15 m-12 m) avec appuis en terre-plein central est retenu malgré les contraintes d'implantation.

Les types de tablier envisageables sont :

Type de structure	Domaine d'utilisation courant			Domaine d'utilisation limite			Méthodes d'exécution
	Biais	Portée biaise	Elancement	Biais	Portée biaise	Elancement	
Tablier à dalle béton précontraint	>70	15-20	1/18	70	25	1/20	Coulé en place Coulé à proximité puis ripé
Tablier à poutrelles enrobées	>70	12-30	1/20	50	35	1/24	Mise en place par grues des poutres et coulage en place
Tablier multi poutres acier-béton	>70	30-60	1/18	50	60	1/23	Réalisé sur une aire de montage puis ripée Mise en place à la grue
Tablier caisson précontraint à inertie variable	>70	50-80	1/11 sur appui 1/20 en travée	50	120	1/12 sur appui 1/22 en travée	Poussage Encorbellement successifs

Le type de tablier le plus adapté est le « poutrelles enrobées » car celui-ci permet de répondre à toutes les contraintes à savoir une portée biaise de 15m (compris dans le domaine d'utilisation courant), un biais de 53g (> au 50g limite) et une épaisseur de tablier limitée à 1m20 (15/20=0.80m).

4.4.4.3.2 Tablier

Il s'agit donc d'un tablier d'une longueur total de 54m, biais à 53 gr, composé d'une dalle béton armé comportant des poutrelles laminées (faiblement espacées-entraxe maximum de 75cm). Les poutrelles et le béton collaborent en formant une structure composite.

L'aile supérieure de chaque poutre est noyée dans le béton. L'aile inférieure est visible sous l'ouvrage fini. Le coffrage inférieur du tablier est constitué de plaques ou de prédalles laissées en place après le bétonnage.

4.4.4.3.3 Appuis

Les trois piles et les deux culées seront implantées dans l'axe de l'autoroute. Des appareils d'appuis seront disposés sous chaque poutrelle.

Les appuis seront fondés sur semelles superficielles.

4.4.4.3.4 Phasage de réalisation

Travaux de démolition :

- Phase 1 : Démolition de l'ouvrage existant

La démolition du tablier est une opération complexe. Il existe différentes manières de procéder telles que la démolition par sciage ou par explosifs. Dans tous les cas des perturbations au niveau du trafic autoroutier sont à prévoir (réduction du nombre de voies circulables, coupure de courte durée,...).

La technique développée ci-dessous est la technique appelée Tir. Le principe général de la démolition est de forer des explosifs dans la structure. Le tir dure moins de 1s et consiste à affaiblir le tablier, puis à l'amener au sol :

- Foudroyage du tablier au droit des piles et des culées
- Foudroyage des piles intermédiaires.

Le tablier chute à terre et l'impact est amorti par une couche de sol.

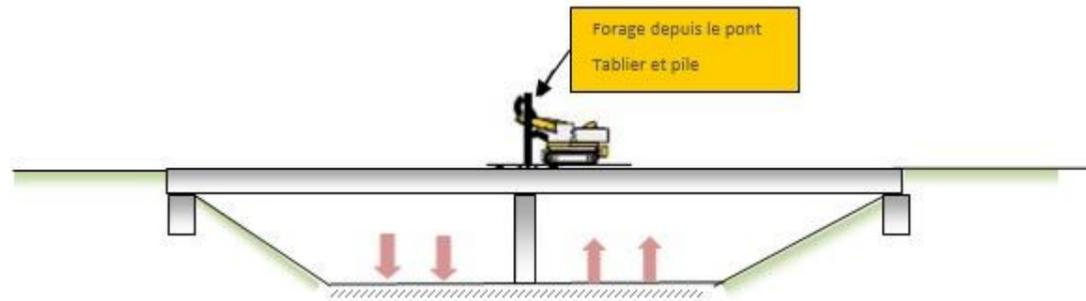
Les contraintes principales de cette méthode sont les suivantes :

- Les travaux préalables durent environ 1 mois et doivent éviter d'interférer avec l'exploitation de l'A21.
- Le Tir, la démolition et l'évacuation requièrent une fermeture totale de l'A21. Les travaux allant de la mise en place des charges au nettoyage de la chaussée doivent durer moins d'un week-end ; une marge de sécurité sera prise en compte dans le planning.
- La phase de Tir requiert un contrôle du périmètre, le contrôle des explosifs (lors de leur maniement et de leur stockage), la maîtrise des risques de projection et d'incendie.

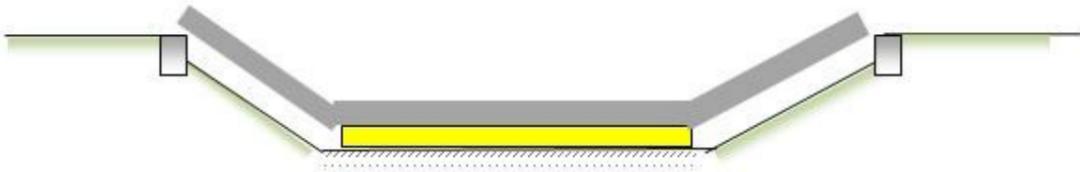
Le phasage des travaux est le suivant :

- Phase 1 : Travaux préparatoires (1 mois environ)
 - Mise en place de protection sur le tablier
 - Rabotage de l'enrobé, dépose des trottoirs, des gardes corps et corniches

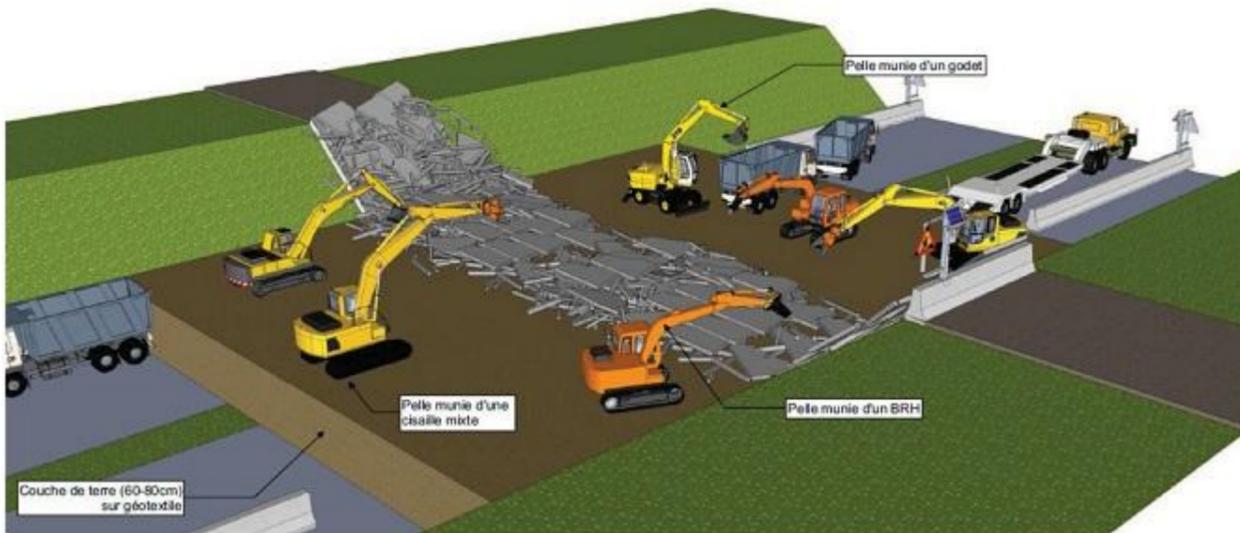
- Phase 2 : Forage du tablier et des piles



- Phase 3 : tir (sous coupure totale de la circulation)

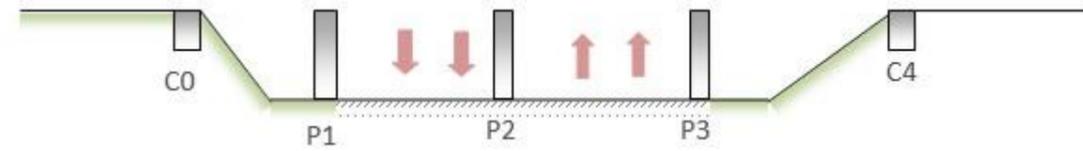


- Phase 4 : Evacuation des déblais.

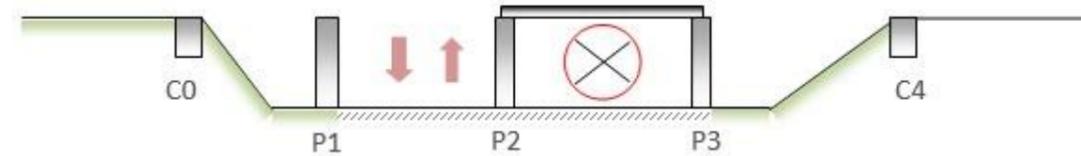


Travaux de réalisation de l'ouvrage :

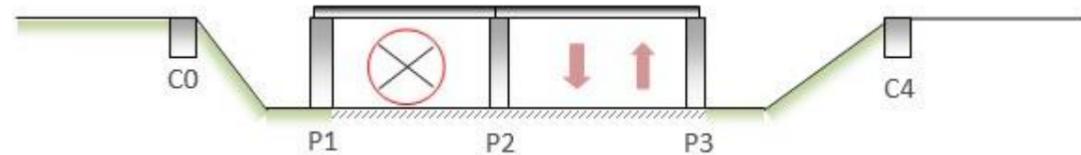
- Phase 1 : Réalisation des appuis



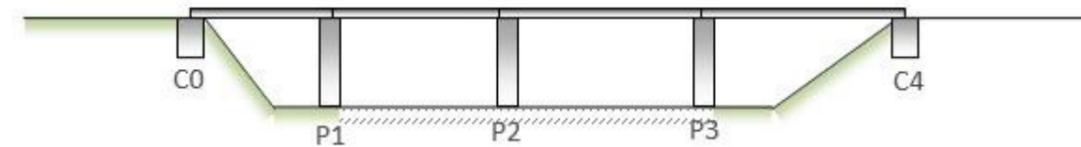
- Phase 2 : Mise en place des poutrelles entre P2 et P3 (1 nuit)
 - Autoroute neutralisée sur une section
 - Circulation à double sens sur l'autre section



- Phase 3 : Mise en place des poutrelles entre P1 et P2 (1 nuit)
 - Autoroute neutralisée sur une section
 - Circulation à double sens



- Phase 4 : Mise en place des poutrelles entre C0 et P1 et entre C4 et P3 et bétonnage du tablier sous circulation



4.4.4.4 Délais de réalisation

Le délai de réalisation des travaux est estimé à 18 mois.

4.5 Méthodes de réalisations et de mises en place des ouvrages

Les méthodes de réalisations développées dans les chapitres précédents ne sont pas exhaustives. Il existe diverses méthodes pour réaliser un ouvrage, qu'il soit courant ou non courant.

Les ouvrages sont, en général, construits à leur emplacement définitif. Mais certaines contraintes spécifiques du site (difficultés d'accès, zones urbanisées, voies routières ou ferroviaires à franchir, rivière...) ne permettent pas de réaliser l'ouvrage dans sa position finale. Plusieurs techniques ont donc été développées pour le mettre à son emplacement définitif après son bétonnage, en le déplaçant par poussage, rotation, ripage... techniques innovantes s'adaptant aux franchissements les plus divers. Elles permettent une réalisation rapide des ouvrages avec une perturbation minimale du trafic de l'axe franchi.

Ces méthodes sont développées dans la suite à titre d'information.

4.5.1 Construction sur étaielements

Les ouvrages réalisés en béton coulé en place sont en général construits avec le phasage suivant :

- réalisation des appuis avec des systèmes de coffrages verticaux classiques de type banche (ces éléments coffrants doivent être stabilisés pour reprendre les efforts de poussée dus au vent en cours de travaux et au bétonnage) ;
- mise en place :
 - de l'étaielement vertical qui doit soutenir le poids de la structure du tablier en cours de réalisation et le poids des coffrages horizontaux ;
 - de l'étaielement horizontal à base de profilés s'appuyant en tête de l'étaielement vertical ; des plateaux coffrants prenant appui sur les profilés ;
- ferrailage du tablier et éventuellement, mise en place des gaines de précontrainte ;
- bétonnage du tablier ;
- mise en précontrainte éventuelle du tablier ;
- décintrement des coffrages et enlèvement de l'étaielement général.

Cette méthode de construction est celle qui est la plus couramment utilisée pour les ponts courants en béton. Elle est particulièrement adaptée pour la réalisation de ponts dalles, de cadres, de portiques coulés en place ou quand le tablier est situé à faible hauteur au-dessus d'un sol de bonne portance et qu'il n'y a pas de contrainte d'occupation de la brèche à franchir.

Les étaielements constituent un ouvrage provisoire, dont il convient d'assurer la stabilité (de la structure et de ses appuis et fondations) pendant toutes les phases de travaux. Il faut aussi prendre en compte sa déformabilité et compenser par des contre-flèches de construction, les déformations générées lors du bétonnage.

4.5.2 Méthode de préfabrication

La préfabrication est une méthode de construction traditionnelle des ouvrages d'art. En la matière, il y a lieu de distinguer trois échelles très différentes de préfabrication :

- l'échelle de la préfabrication transportable par voie routière qui correspond à la fabrication de pièces dont la masse est limitée à 25 tonnes voire au maximum 30 tonnes : préfabrication concevable en usine,
- l'échelle de préfabrication manipulable sur chantier au moyen d'engins spécifiques (fardiers...) qui correspond à des éléments dont la masse peut atteindre 100 à 150 tonnes,
- la troisième échelle qui permet d'atteindre jusqu'à 10 000 tonnes. Cette solution n'est que transportable par voie maritime. Dans notre cas, ce dernier mode de préfabrication n'est pas adapté du fait de l'absence de voies fluviales à proximité des ouvrages à construire.

Les techniques de montage les plus utilisées sont le lancement et le grutage mais d'autres méthodes, comme le ripage et le hissage sont envisageables.

4.5.3 Mise en place par déplacement longitudinal

4.5.3.1 Ponts en béton précontraint construits en encorbellement

La préfabrication sur chantier de pièce de grandes dimensions comme les voussoirs, permet de simplifier les conditions de mise en œuvre. C'est une solution applicable aux ouvrages construits en encorbellement.

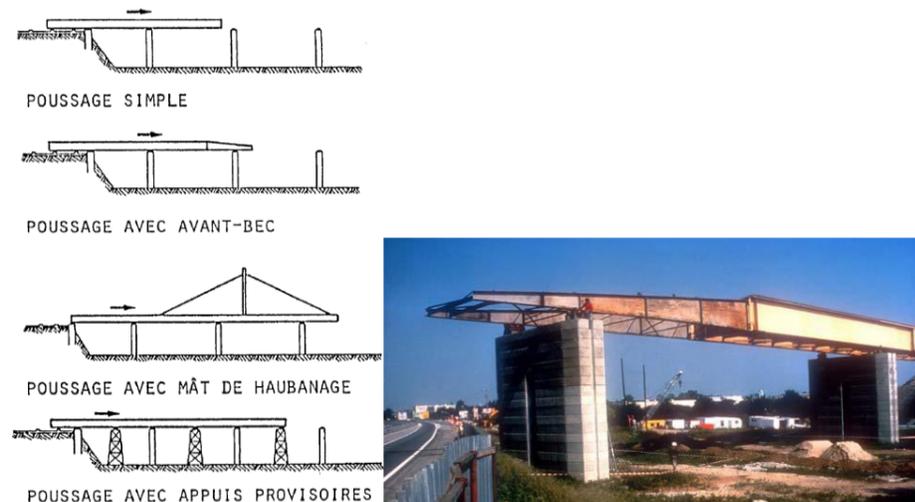
L'encorbellement consiste à construire le tablier de pont par tronçons à partir des piles. Les tronçons successifs sont exécutés symétriquement de part et d'autre de la pile. Ils peuvent être coulés en place dans des coffrages portés par des équipages mobiles ou préfabriqués par voussoirs. Ils sont assemblés par des câbles de précontrainte.

Pour des portées supérieures à 70 m, un tablier de hauteur variable plus délicat à construire mais, plus économique et plus esthétique, est à envisager. Il peut être encastré sur les piles (encastrement total) ou simplement posé sur une file d'appareils d'appui (appuis simples). Cette méthode ne sera pas développée à cette phase d'étude au vu des différentes solutions retenues et des différentes contraintes rencontrées.

4.5.3.2 Ponts en béton précontraint ou à poutres latérales construits par poussage

La méthode de construction d'un pont par poussage consiste à confectionner un tablier sur une ou sur les deux rives de la brèche à franchir puis à les mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Pour cette technique, le tablier doit être de hauteur constante, il faut pouvoir disposer en arrière des culées d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de préfabrication du tablier (au moins la longueur d'une travée. Le tablier peut être une dalle, une dalle nervurée, un caisson. Le poussage est facilité par des moyens techniques appropriés

tels que les palées provisoires en béton ou métalliques, avant-bec, mâts de haubanage ou des dispositifs combinés. Le poussage permet de construire des tronçons de 20 à 40 mètres. (Viaduc des Bergères, Viaduc de la Barricade).



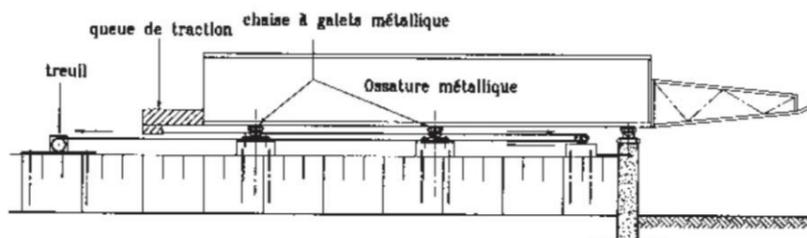
Le pont est réalisé et assemblé sur la rive puis mis en place par poussage (on parle de poussage que le pont soit tiré ou poussé).

Le lançage des tabliers métalliques ou mixtes est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Il est envisageable pour une portée déterminante pouvant atteindre 80-90 m pour un ouvrage isostatique et 130-140 m pour un ouvrage hyperstatique.

Son principe consiste à faire cheminer la charpente sur les appuis jusqu'à sa position définitive, après sa réalisation sur une aire d'assemblage située à l'arrière de l'une ou des deux culées.

L'opération consiste à déplacer longitudinalement tout ou partie de l'ossature métallique de l'ouvrage :

- Soit par roulement sur des galets
- Soit par glissement sur des patins avec utilisation de différents matériaux comme le téflon, l'acier inoxydable, graisses, etc.



L'ossature métallique peut être lancée en une seule fois, préalablement assemblée en totalité sur la plate-forme. Elle peut être aussi lancée en plusieurs fois, chaque opération de lançage correspond à un nouveau tronçon préfabriqué assemblé à la partie de l'ossature déjà lancée.

Les avantages sont :

- Cette méthode fondée sur la préfabrication, permet de réaliser des tabliers de grande longueur à partir d'une aire de préfabrication qui peut être d'un encombrement réduit grâce à l'assemblage et à la mise en place de tronçons successifs.
- Pour les tabliers mixtes, la structure à déplacer n'est constituée en phase de lançage que par l'ossature métallique porteuse et éventuellement, les coffrages et une partie du ferrailage de la dalle, ce qui représente une masse relativement faible par rapport à celle du tablier définitif. Cette faible masse autorise le recours à des moyens assez légers tant pour le matériel de lançage que pour les équipements à prévoir : palées provisoires, calage et camarteaux.
- La grande souplesse des structures métalliques (des ponts mixtes avant la réalisation de la dalle) autorise des déformations importantes, tant longitudinalement que transversalement. En cours de lançage, les précautions à prendre vis-à-vis de la stabilité et du nivellement des appuis sont de fait peu contraignants.
- Le lançage permet la mise en place des structures au-dessus d'obstacles interdisant l'utilisation de moyen de levage (rivières, axes routiers à grande circulation, zones de terrains instables, voies ferrées).
- Le lançage est possible quelle que soit la géométrie des poutres du tablier en plan (courbure constante ou variable...) et en profil (poutre de hauteur variables, changement d'épaisseur de semelles inférieures).
- Le lançage est une méthode extrêmement sûre. Il autorise moyennant certaines précautions, le maintien des trafics sous l'ossature, pourvu que cette dernière se déplace sur deux appuis.

Les contraintes sont :

- Les délais d'exécution sont dépendants du nombre de tronçons à assembler.
- Chaque section de l'ossature doit être vérifiée dans toutes ses positions successives au cours du lançage.

Moyen à mettre en œuvre :

- Aire de montage : Cette aire, généralement en remblai, doit être suffisamment spacieuse pour y installer un atelier d'assemblage et pouvoir manutentionner commodément des éléments de poutres ; elle doit être suffisamment stable pour supporter les concentrations de charges au droit des appuis et calage provisoires.

Moyens de traction :

- L'ossature est tirée par l'intermédiaire d'un treuil ancré sur l'aire de montage en arrière de l'ossature et muni d'un système de mouflages (assemblages de poulies dans une même chape). Le même treuil peut être utilisé comme système de retenue ou de retour en arrière.

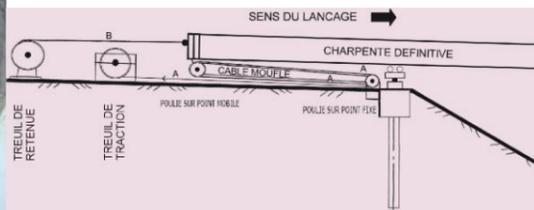
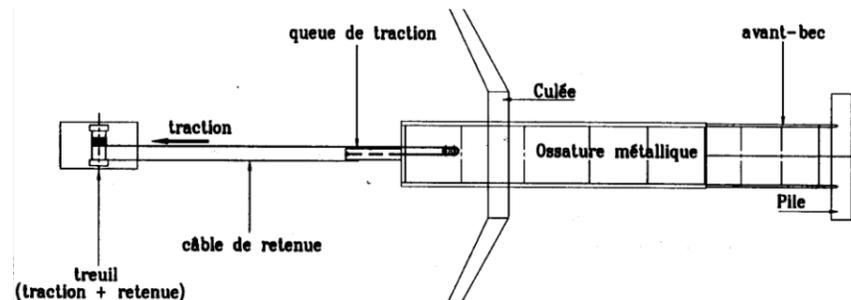


Illustration 33. Principe de traction à l'aide d'un treuil

Avant-bec et ski :

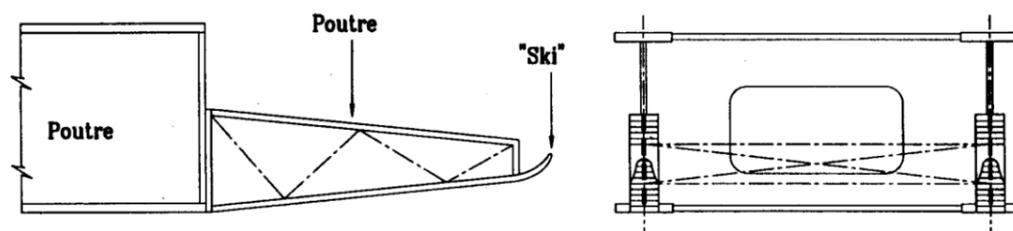
Un avant-bec est constitué de deux poutres longitudinales métalliques fortement entretoisées par des contreventements verticaux et horizontaux.

Les deux poutres de l'avant bec sont fixées sur les âmes et les semelles de l'ossature porteuse (poutres ou caissons).

L'extrémité de l'avant-bec est parfois munie d'un ski, profilé métallique très incliné en forme de ski.

ELEVATION LONGITUDINALE

ELEVATION TRANSVERSALE



Ce dernier système admet des rayons de courbures faibles, insensible aux changements d'épaisseur de semelles (face extérieure), possibilité de charge importantes, cadence d'avancement peu rapide.

Le déplacement de la charpente peut être assuré par roulement, à l'aide de chaises à galets, ou par glissement, à l'aide de patins, l'effort nécessaire étant exercé en général par des treuils, plus rarement par des vérins.

○ Lançage par roulement sur chaises à galets :

Dans la majorité des lançages, la charpente roule sur des chaises à galets. Constitués d'un bâti et de galets en acier, ces dispositifs permettent le roulement de la charpente avec un frottement très faible et une bonne transmission des efforts aux appuis.

○ Lançage par glissement sur patins :

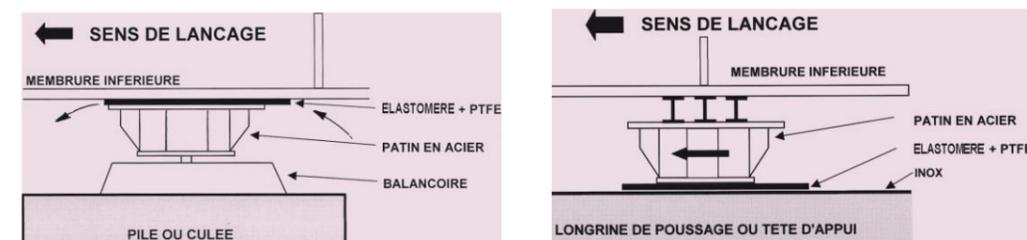


Illustration 34. Patins de glissement liés aux appuis et patins de glissement solidaires du tablier

○ Lançage d'ouvrages courbes :

De façon générale, pour pouvoir être lancée, une charpente doit présenter un tracé en plan qui soit une courbe superposable à elle-même par rotation ou translation (droite ou cercle).

Le lançage des ouvrages courbes pose cependant un certain nombre de difficultés spécifiques. En effet, les appuis de lançage d'une pile ne sont pas chargés de la même manière sur les poutres intérieure et extérieure.

Ce phénomène est impérativement à prendre en compte pour le dimensionnement des appareils de lançage. En pratique, le lançage est envisageable dès lors que le rayon de courbure est supérieur à environ 100 m et que la portée angulaire n'excède pas 0,2 radian.

En cas de forte courbure en plan, l'utilisation d'un avant-bec peut en outre s'avérer très délicate, car l'avant-bec ne s'inscrit alors pas parfaitement dans le tracé en plan de la charpente. La stabilité de la charpente en phase de lançage peut également dans ce cas rendre nécessaire la mise en œuvre d'un fléau anti-torsion ou d'une palée provisoire réduisant la portée angulaire.

○ Lançage sans aire d'assemblage :

Il est envisageable de lancer des tronçons de charpente même lorsque l'on ne dispose d'aucune plate-forme d'assemblage à l'arrière des culées. Dans ce cas, on peut en effet prévoir en premier lieu un montage à la grue des tronçons à lancer, ce montage étant effectué, par exemple, sur les premières piles et d'éventuelles palées provisoires, l'ensemble de ces appuis étant déjà équipés des appareils de lançage. Les tronçons ainsi assemblés peuvent ensuite être lancés à partir de ces appuis, par exemple à l'aide de treuils de traction ancrés en pied de piles (cf. figure 4.25).

Cette technique, qui associe étroitement le grutage et le lançage, est notamment intéressante dans les cas où l'on doit franchir des voies routières, ferroviaires ou navigables pour lesquelles un montage intégralement à la grue serait impossible du fait des contraintes d'exploitation imposées. Cette solution est applicable pour le franchissement du RERB.

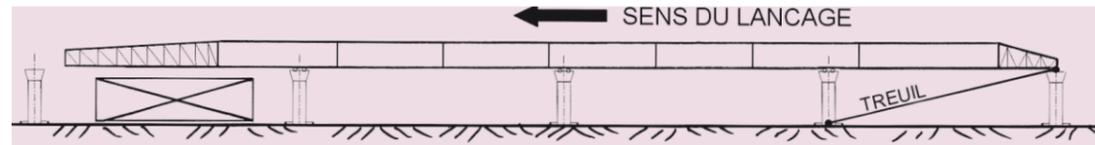


Illustration 35. Principe du lançage sans aire de montage à l'arrière des culées

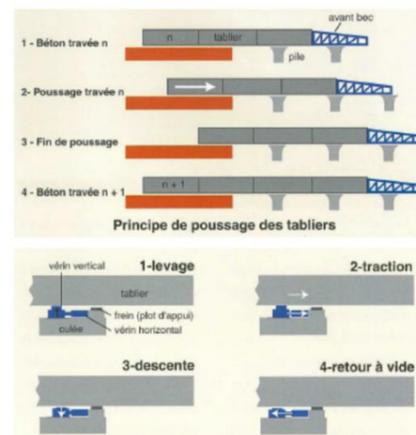


Illustration 36. Système de poussage : Le cycle d'avancement



La cadence d'exécution des plots de dalle d'un pont mixte résulte, bien sûr, de critères économiques mais aussi de préoccupations visant à garantir la durabilité requise (résistance minimale au décoffrage, cure du béton, etc.).

Une précontrainte provisoire pour les ouvrages en béton est impérative pour réduire les contraintes apparaissant lors du poussage ; dans cette situation, les règles de calcul des ouvrages en béton précontraint s'appliquent. Une légère traction du béton est acceptée pendant l'opération.

La technique du poussage est bien adaptée aux tabliers longs et continus : les tabliers en béton armé ayant généralement des longueurs totales plus faible que celles des viaducs en béton précontraints. Ce mode de mise en place est à éviter pour les ponts très biais (angle inférieur à 70 gr).

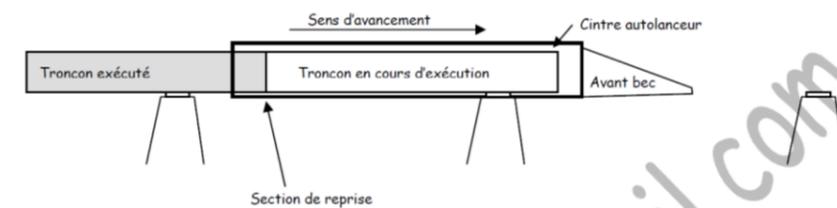
4.5.3.3 Ponts construits sur cintre à l'avancement

Cette méthode permet de faire des économies sur le cintre qui n'est plus général, mais adapté à la longueur d'une travée entière ce qui nécessite d'avoir des travées de mêmes longueurs. Cette solution de réalisation est envisageable pour le viaduc dit de la zone « courante » qui est à travées constantes.

La limite de la construction sur cintre est la hauteur de l'intrados qui doit être limitée, et le sol doit accepter la pose d'étaie (pas de cours d'eau, pas de franchissement de routes exploitées,...).

Ponts construits par cintre auto lanceur :

Le coffrage de toutes les travées est porté par une poutre prenant appui sur les piles et sur le tablier déjà construit. Le déplacement du cintre se fait une fois que le béton a une résistance suffisante. L'avant bec assure l'arrivée du cintre sur la pile suivante.





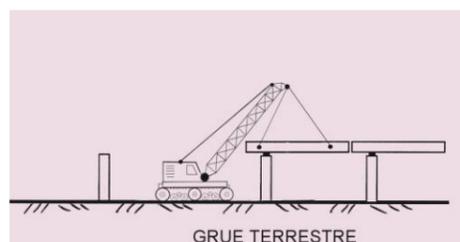
4.5.4 Mise en place par déplacement vertical

4.5.4.1 Ponts construits à l'avancement à la grue

Le principe du montage à la grue consiste à lever la charpente et à la poser sur ses appuis définitifs à l'aide d'un ou plusieurs engins de levage. Les éléments à lever doivent être de la plus grande dimension possible afin de limiter le nombre de phases de grutage, tout en recherchant un bon compromis entre le nombre des éléments, leur poids et la puissance nécessaire pour le matériel de levage.

Selon le site, la pose de chaque tronçon est assurée par une ou deux grues positionnées dans le prolongement de l'ouvrage ou sur la voie à franchir.

Selon ses dimensions, ses conditions de transport et la capacité des matériels de levage, la charpente peut être levée par tronçons complets (dans le sens transversal) préalablement assemblés, donc en une seule pièce, ou levée par éléments (poutres principales, entretoises, pièces de pont, etc.) qui sont ensuite assemblés en hauteur. Les tronçons sont posés sur appuis provisoires.



Le montage à la grue terrestre représente une solution souvent économique lorsque la structure est légère et facilement transportable, que les appuis sont peu hauts et qu'il est donc réalisable avec des grues de capacité courante.

Son principal inconvénient réside dans l'obligation de mettre en œuvre les pistes d'accès nécessaires à l'amenée, à la manutention et éventuellement au préassemblage des pièces.

Le montage à la grue est possible pour des ouvrages de toute géométrie, notamment en plan.

Il constitue l'une des méthodes de mise en place qui sollicite le moins la charpente, ce qui permet de ne pas remettre en cause la répartition des matières prévue pour les phases de service.

Il permet une pose de la charpente qui n'excède en général pas une journée, ce qui est particulièrement appréciable lorsqu'elle nécessite une neutralisation totale ou partielle de la voie franchie.

Il ne nécessite aucune aire de lancement.



Les engins de levage de type grues routières permettent de manutentionner des éléments ou des structures préfabriquées d'ouvrages d'art dans de très bonnes conditions, grâce à leur performances, à la rapidité et à la souplesse d'utilisation.

L'opération de levage se déroule de la manière suivante :

- Visite du site par l'entrepreneur,
- Acheminement,
- Travaux préparatoires (accès, terrassement, déplacements d'obstacles, aménagement d'aires de stationnement et de circulation,...),
- Mise en station,
- Essai de levage préalable,
- Levage proprement dit,
- Repli et remise en état du site.

L'essai de levage doit être effectué immédiatement après la mise en station et suffisamment longtemps avant l'opération pour que d'éventuelles mesures correctives soient prises. La charge doit être soulevée complètement et maintenue levée quelques minutes. Le bon comportement des éléments souples à lever (poutrelles métalliques...) doit être vérifié.

Deux grands types de grues :

- Les grues télescopiques (déploiement rapide) et les grues
- Les grues à treillis (flèches légères, capacité accrue mais installation plus longue).

Les avantages :

- Grande souplesse d'utilisation,
- Rapidité des opérations, réduction de la durée des travaux
- Coût d'utilisation relativement faible, une estimation précise est, malgré tout, nécessaire

Les inconvénients :

- L'emploi des grues routières est limité par les conditions d'accès, les rampes d'accès (10%)
- Les conditions climatiques peuvent perturber l'acheminement des grues et le levage lors de l'opération.



4.5.4.2 Ponts construits à l'avancement par hissage

Le hissage permet le déplacement vertical d'une charge importante sur une grande distance.

Le montage par hissage consiste à approvisionner à l'aplomb de sa position définitive un tronçon entier de charpente, puis à le hisser jusqu'à son niveau définitif

Le hissage est une méthode complexe qui est rarement utilisée car elle n'est économique que dans des cas très particuliers. Dans la pratique, elle est essentiellement utilisée pour la pose de la partie centrale d'une travée franchissant une voie navigable imposant un gabarit important, cette travée étant en général plus grande que les autres et ne se répétant pas. En effet, dans ce contexte, le lançage est peu adapté, de même qu'une pose à la bigue qui serait trop onéreuse voire impossible.

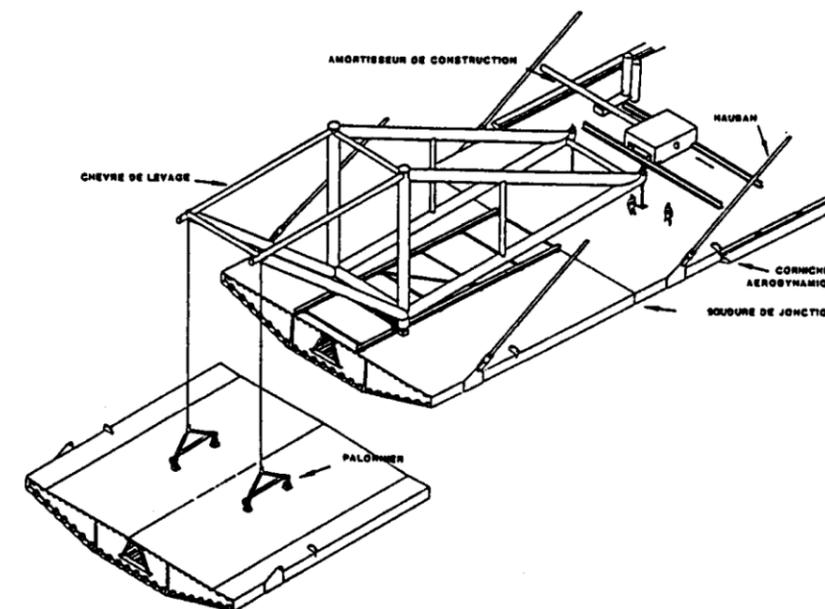
Au contraire, le hissage permet de procéder au levage d'un tronçon de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de tonnes en quelques heures, ce qui limite beaucoup la gêne au trafic sur la voie navigable.

Lorsque la mise en place s'effectue par hissage, les principaux travaux d'assemblage sont réalisés au sol ou en usine, donc dans des conditions optimales de sécurité et de qualité. La zone franchie étant en général une voie fluviale fortement circulée, la possibilité d'assembler la charpente ailleurs et de ne l'approvisionner qu'au dernier moment limite à une, voire deux demi-journée(s) l'interruption du trafic fluvial. Enfin, le poids des colis peut être très important, les câbles et vérins pouvant être multipliés pour s'adapter à la charge à lever.

Comme les éléments à mettre en place sont de très grandes dimensions, les moyens utilisés sont souvent conçus sur mesure – ce qui rend leur réemploi très incertain – et doivent intégrer des appareillages de secours.

Par ailleurs, l'importance des éléments à déplacer impose des conditions de sécurité très sévères, qui impactent directement le coût du montage.

En outre, les manœuvres de hissage – qui sont très complexes et nécessitent des équipes particulièrement compétentes – doivent être effectuées sous couverture météo, la vitesse du vent devant être très faible (inférieure à 5 m/s).



Ce procédé ne concerne que la construction de viaducs de grande hauteur ou au-dessus de brèches difficilement accessibles par des grues.

Ils ne sont mis en œuvre que par des entreprises spécialisées, à qui il convient également de s'adresser dès que le procédé est envisagé.

4.5.4.3 Ponts construits par rotation ou tourné

La mise en place par rotation consiste à déplacer un tablier ou un tronçon de tablier, pour l'amener à son emplacement définitif en le faisant tourner autour d'un axe vertical.

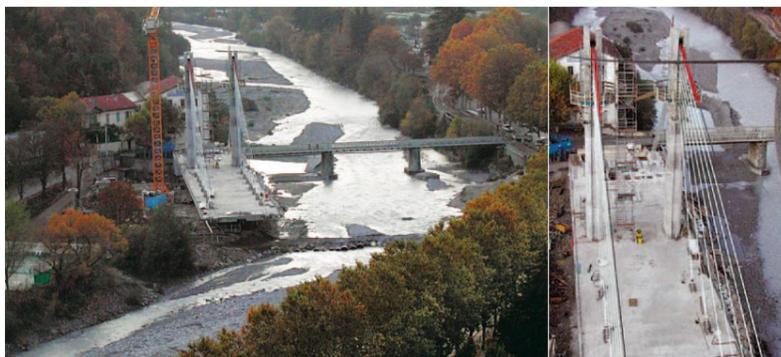
Le tablier a été préalablement construit à proximité de la brèche.



La rotation, effectuée rapidement, permet au tablier d'atteindre sa position définitive avec une gêne minimale pour les voies franchies.

Cette technique peut être combinée avec un poussage.

Ce procédé permet de réduire la gêne aux infrastructures de transports à franchir, en limitant au strict minimum les périodes de coupure tout permettant une réalisation économique du tablier.



L'objectif de cette méthode est d'éviter la succession des opérations (coulage, mise en place d'un cintre éventuel... procédure de sécurité particulière, aléa climatique, risque ...) au-dessus du franchissement comme l'autoroute A1 ou du RER B

Le tablier est construit en parallèle de la brèche ou du franchissement, ensuite l'ensemble est tourné.

L'ouvrage repose sur deux appuis, l'un servant d'axe de rotation, l'autre glissant sur une longrine circulaire.

Cette méthode permet d'utiliser des méthodes et des conditions classiques de construction tout en assurant la sécurité des ouvriers.

Cette technique de mise en place est utilisable pour les franchissements des voies routières, autoroutières et ferroviaires sans interruption de trafic.

4.5.5 Mise en place par déplacement transversal

4.5.5.1 Mise en place par Kamags

Exemple de réalisation : Viaduc de Bompas (TGV MED)

La solution de mise en place proposée est celle effectuée au-dessus de l'autoroute A7 dans le cadre des travaux du TGV Méditerranée. L'ouvrage est assemblé et le tablier coulé sur la zone de préfabrication. Ensuite, l'ouvrage est « lancé » au-dessus du franchissement à l'aide de remorques type « Kamag » et d'estacade provisoire.

Cette méthode nécessite un phasage très précis.

Elle permettra, dans notre cas, de limiter les interceptions ou coupure de l'A1 et de respecter les contraintes de coupure de l'autoroute.

La cinématique de roulage pour la mise en place du bow-string, de sa position de montage sur le remblai à sa position définitive, est décrite ci-après :

1. Mise en place d'une estacade provisoire entre la culée et la première pile ;
2. Roulage des Kamags avant sur l'estacade ;
3. Calage provisoire du bow-string sur la première pile ;
4. Dépose de l'estacade provisoire ;
5. Installation d'une palée montée sur Kamags au niveau du terrain naturel, entre la première culée et la première pile ;
6. Prise en charge du bow-string en sous-œuvre, depuis le parking du péage ;
7. Rotation du bow-string pour contourner la première pile ;
8. Remise en place de l'estacade provisoire ;
9. Marche latérale du bow-string sur la plate-forme autoroutière, rotation sur remblai ;
10. Roulage de l'avant du bow-string au-dessus du péage, et de l'arrière sur l'estacade provisoire.
11. Mise sur appuis sur la deuxième pile.
12. Calage de l'ouvrage sur la première pile et retrait des Kamags arrière avec la poutre transversale.
13. Descente sur appuis sur la première pile.

Les opérations 10 à 13 devaient pouvoir être réalisées dans la coupure.



Illustration 37. KAMAG



4.5.5.2 *Mise en place par ripage*

La mise en place par ripage peut se faire par glissement ou par roulement. Ce type de mise en place n'est pas utile dans notre cas d'étude.

5. TUNNELS

5.1 Introduction

5.1.1 Objet de l'étude

Dans le tracé du scénario de référence, qui a été établi à l'issue des différentes réunions avec les communautés d'agglomérations concernées par le projet, on distingue deux secteurs qui devront être réalisés en souterrain :

- la traversée de Lesquin ; environ ~2,5 km du PK 5,9 au PK 8,9.
- la traversée de Lille qui sera subdivisée en deux tronçons pour les besoins de l'étude :
 - Le tronçon sud, d'environ ~3 km du PK -0,3 au PK 2,6, qui comprend la future gare souterraine de Lille Flandres et son avant-gare, se termine à la tête Sud où « débouchera » le tunnel ;
 - Les deux extensions vers le nord à partir de la gare de Lille Flandres, vers Armentières & et vers le triangle de Rouge Barre (Roubaix/Tourcoing), qui font l'objet d'études de faisabilité.

On notera que le PK 0 a été défini au droit de la future gare souterraine de Lille Flandres.

En premier lieu, ce document recense les hypothèses et critères de conception qui ont été fixés en amont de cette conception en accord avec les choix du commanditaire ainsi que les principales contraintes environnementales liées au tracé de référence. On soulignera en particulier les points d'entrée suivants, qui impactent notablement la géométrie et les dimensions des ouvrages tels que proposés dans cette étude (secteur de la gare de Lille Flandres notamment) :

- l'estimation des besoins d'exploitation, qui impactent la configuration des quais en gare, le schéma d'exploitation en avant-gare, les vitesses de circulations et in fine, le tracé des voies;
- l'implantation en long et en profil du tracé vis-à-vis des avoisinants, et en particulier des voies ferrées en exploitation ;
- la conception fonctionnelle et architecturale des gares, qui conditionne l'implantation des gares en contexte urbain dense, et qui détermine l'agencement, la configuration des espaces en gare et émergences, les liaisons vers les autres pôles d'échange et in fine, la dimension des ouvrages.

Par la suite sont proposées des solutions de conception pour les installations et la logistique de chantier, le phasage des travaux, les types d'ouvrages et les méthodes de réalisation adaptées.

5.1.2 Bibliographie

Des études antérieures ont été réalisées pour les projets de traversées souterraines de Lille et/ou de Lesquin:

- [1] Le rapport de faisabilité réalisé par Arcadis en août 2009, référencé 21B-08-0039E
- [2] Le rapport de pré-faisabilité réalisé par Setec en octobre 2010, référencé 22520AMOLT2A00

Des documents issus d'ouvrages réalisés dans les secteurs concernés par le projet :

- [3] Des plans SOFRETU (ancien SYSTRA) relatifs à la réalisation de la station « Gare de Lille » pour les lignes 1 & 2 du métro et le tramway (mai 1978).
- [4] Le document RFF en date du 3 Mars 2011, « Cohabitation et interfaces au droit de la commune de Lesquin »

- [5] Rapport BRGM Euralille concernant la modélisation des fouilles de l'enceinte étanche, disponible sur le site : <http://infoterre.brgm.fr/rapports/RR-32274-FR.pdf>

Base de données pour la géologie et l'hydrogéologie :

- [6] Carte géologique détaillée Lille-Halluin n°14 au 1/50.000ème
- [7] Base de données InfoTerre du BRGM (Banque du Sous-Sol)
- [8] Modélisation géologique de la craie séno-turonienne en région Nord-Pas de Calais, J. PICOT avec la collaboration de B. BOURGINE (2010), BRGM
- [9] Puig J., « La Craie », Bull. Liaison Labo. P et Ch., Special V, 1973
- [10] Rapport général de l'étude du CETE ; Etude préalable aux plans de prévention des risques inondations dans l'arrondissement de Lille, 2009
- [11] Le rapport (non fournis) réalisé par Terrasol n°1991-011AA/01 du 02/04/91, Franchissement du métro existant, O.A. 13b, TGV Nord Traversée de Lille : Ce rapport n'ayant pas été fournis, seules les valeurs extraites du rapport [2] ont pu être utilisées

Par ailleurs, les études suivantes sont aussi prises en référence:

- [12] Le métro de Lille a l'heure des «grands franchissements européens», TOS n°103
- [13] Mechanized Tunneling in Urban Areas, design methodology and construction control, Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Ashraf Mahtab & Shulin Xu, 2008.
- [14] Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation – Pio-Go HSIEH & Chang-Yu O, 1998
- [15] Behavior of Foundations and Structures, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, BURLAND J.B. & BROOMS B.B and De MELLO V.F., Tokyo, State-of-the-Art Report, 1977
- [16] Ground movements resulting from urban tunneling: prediction and effects, Conference on Engineering Geology of Underground Movements, RANKIN W.J. Nottingham, 1988
- [17] L'« arc cellulaire » pour la station « Venezia » du « Passante ferroviario metropolitano » de Milan

5.1.3 Cadre normatif et référentiels

Etude préliminaire

Au stade de l'étude préliminaire, la conception des ouvrages souterrains s'appuie sur les référentiels suivant :

- [18] IN 0272 version 2 du 30/01/2013 « Conception du tracé de la voie courante avec $V \leq 220$ km/h » ;
- [19] IN 0162 version 5 du 10/10/2011 pour « Implantation des obstacles par rapport aux voies et des voies entre elles (Entraxes). », pour des vitesses de circulation inférieure à 200 km/h ;
- [20] IN 0166 de RFF « Gabarits d'isolement des pantographes et de la ligne aérienne de contact » ;
- [21] IN 063 et IN 1724 pour le prédimensionnement des quais et circulation ;
- [22] Spécifications Techniques d'Interopérabilité relative à « la sécurité dans les tunnels ferroviaires » Directive 2008/163/CE – 20 Décembre 2007 ;
- [23] Spécifications Techniques d'Interopérabilité « Infrastructure » ;
- [24] ITI 98-300, Instruction Technique Interministérielle relative à la sécurité dans les tunnels ferroviaires, daté du 8 juillet 1998 et l'arrêté du 22 novembre 2005 relatif à la sécurité dans les tunnels des systèmes de transport public guidés urbains de personnes ;
- [25] Réglementation de sécurité concernant les ERP : Arrêté du 25 juin 1980 portant approbation des dispositions générales du règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public (ERP). Version consolidée au 06 octobre 2010. (intégrant notamment l'arrêté du 24 décembre 2007 contre les risques d'incendie et de panique dans les gares) ;

[26] Instruction Technique 246 relative au désenfumage des ERP (arrêté du 22 mars 2004) ;

Phases d'études ultérieures

Pour les phases d'études ultérieures, le référentiel technique qui pourra être proposé pour la conception spécifique du génie-civil des ouvrages réalisés en souterrains (ouvrage linéaire en souterrain de grande longueur, comprenant des sections en sous-œuvre d'espaces et de constructions privés ou publics, abritant une circulation ferroviaire de type RER) est l'IN3278 en ne prenant que les paragraphes non spécifiques à la grande vitesse suivants, à savoir :

- aux §3.1 et 3.2 qui définissent le référentiel en terme de calcul des ouvrages et en particulier la prééminence des Eurocodes sur les autres documents (CCTG, livret 2.01, règles AFTES) qui viennent à titre de compléments ;
- aux §4.10.8.4 et 5.3.11 qui définissent les exigences relatives à la conception et à l'exécution des ouvrages souterrains réalisés en méthode conventionnelle.

Le référentiel « Eurocodes » étant aujourd'hui stabilisé, devront par ailleurs être utilisés:

- [27] L'Eurocode 1 pour les actions sur les structures, en particulier pour le calcul de tenue au feu ;
- [28] L'Eurocode 2 pour le dimensionnement des structures en béton ;
- [29] L'Eurocode 8 : Au titre du décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention des risques sismiques, la région Lilloise est classée en zone de sismicité 2 dite faible ;
- [30] L'Eurocode 7 pour les calculs géotechniques des puits ainsi que la norme XP 94 282 pour les écrans de soutènement. Les ouvrages souterrains étant classés dans la catégorie 3 selon l'Eurocode 7, car non situés dans des terrains roche dure non fracturée, leur conception appliquera les recommandations de l'AFTES. La norme XP94 500 définissant le contenu des missions géotechniques sera respectée pour chacun des deux cas.

Parallèlement, les recommandations suivantes pourront aussi être appliquées:

Conception structurelle :

- [31] GT1 : Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains TOS n°177 ;
- [32] GT7 : La méthode convergence-confinement TOS n°170 ;
- [33] GT16 R1F1 : Les tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain TOS n°132 ;
- [34] GT29 : L'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnel en béton armé et non armé TOS n°165 ;
- [35] GT7 : Utilisation du béton non armé en tunnel TOS n°149 ;
- [36] GT8 : La conception et la réalisation des travaux d'injection des sols et des roches TOS n°194 ;
- [37] GT9 : Recommandations émises sur les principes d'étanchéité des ouvrages souterrains.

Impact sur l'environnement :

- [38] GT35 : gestion et la valorisation des matériaux d'excavation TOS n°199 ;
- [39] GT12 : La lutte contre les nuisances dans les chantiers souterrains TOS n°192 ;
- [40] GT26 : Intégration environnementale d'un chantier souterrain en site urbain TOS n°186 ;
- [41] GT27 : ventilation des ouvrages souterrains en cours de construction TOS n°176.

Gestion des risques :

[42] GT32 : Caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques TOS n°232 ;

[43] GT32 : Prise en compte des risques géotechniques dans les dossiers de consultation des entreprises pour les projets de tunnel TOS n°185.

La conception pourra encore s'appuyer sur les fascicules suivants :

- [44] Fascicule 69 nouvelle version pour les travaux souterrain ;
- [45] Fascicules 65A pour l'exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint ;
- [46] Fascicules 62 pour Règles techniques de conception et de calcul des fondations d'ouvrages de génie civil et 68 pour l'exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil.

5.2 Hypothèses et critères généraux de conception

Les dispositions techniques de conception générale ayant un impact pour la conception de la réalisation et du dimensionnement des ouvrages de génie civil des tronçons en souterrain (gros œuvre) sont détaillées dans les paragraphes suivants.

5.2.1 Implantation du tracé de référence

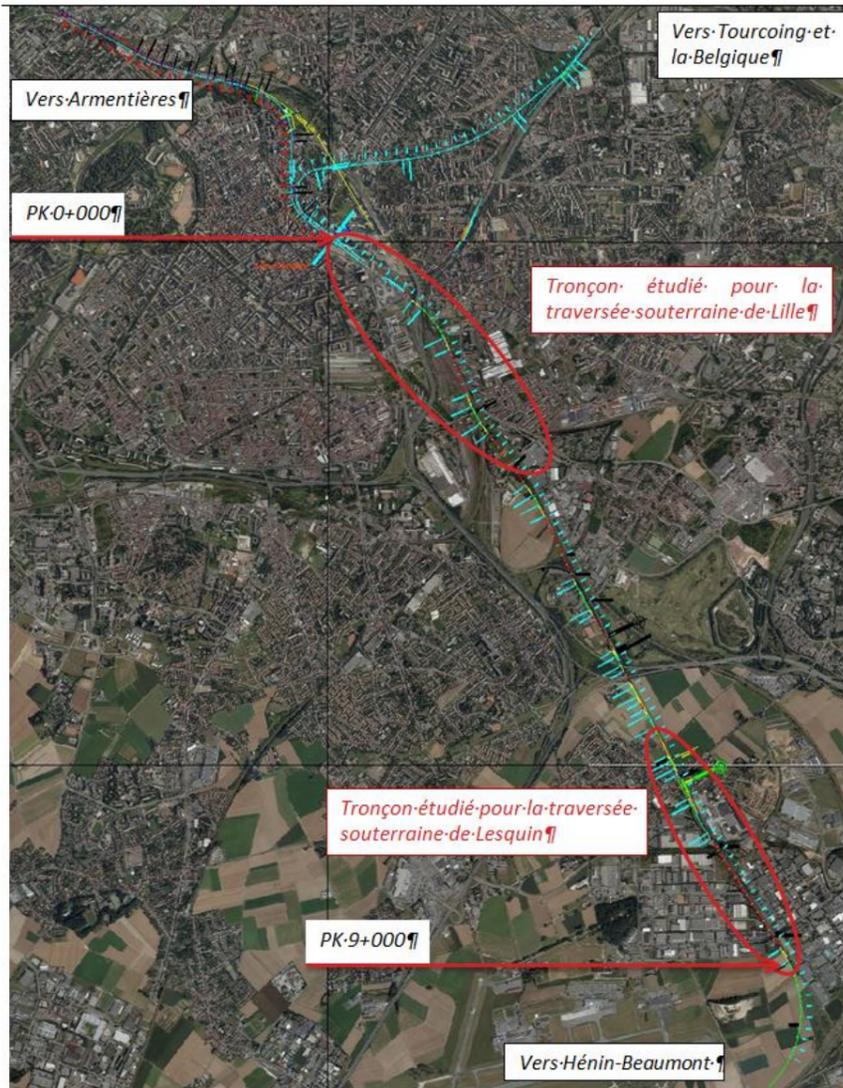


Illustration 38. Implantation du tracé de référence au droit des traversées de Lille et de Lesquin en souterrain

Les vue en plan et en profil suivantes précisent l'implantation du tracé pour les tronçons en souterrains.

Traversée de Lille:

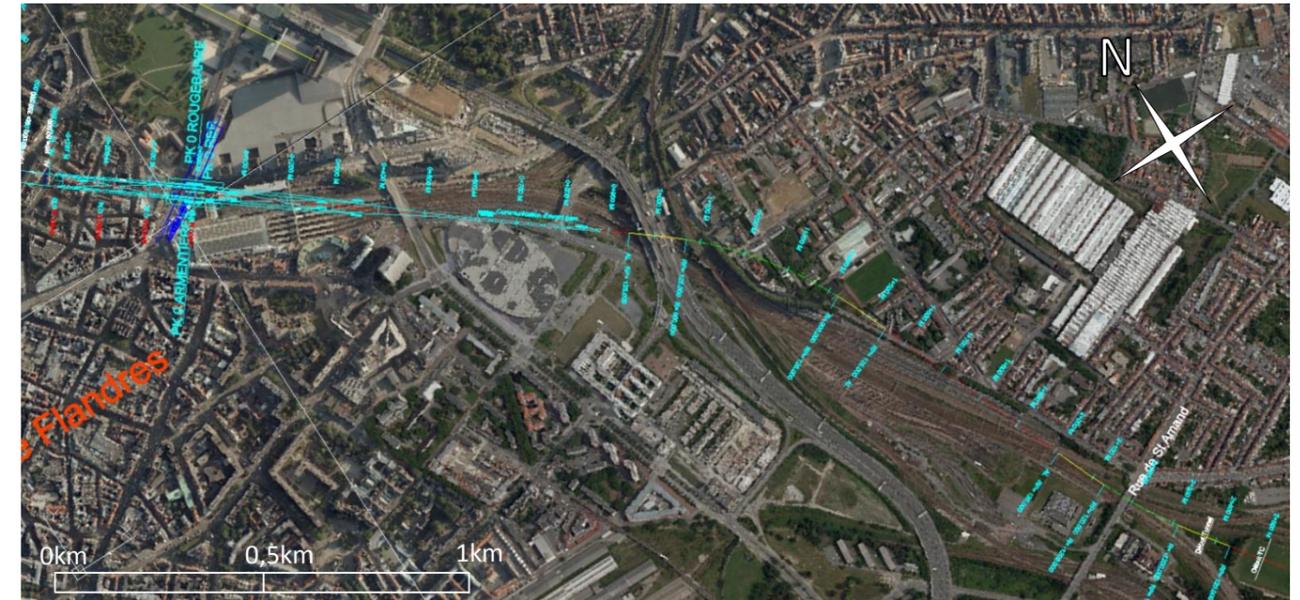


Illustration 39. Traversée de Lille en souterrain : Implantation en plan et en profil du tracé de référence

Au niveau de Lille Flandres, la conception du profil en long au niveau de la gare répond à deux contraintes principales pour garantir un recouvrement minimal entre les futurs ouvrages et les existants:

- le passage sous la station du « gare de Lille » métro (base du radier à environ 10 mNGF, soit à environ 10-12 m de profondeur et base des parois moulées entre 1,5 et 2,5 m NGF) ;
- les parkings souterrains situés sous le centre Euralille, à la côte +10 m NGF.

La profondeur du profil en long tel que proposé pourra évoluer lors les phases ultérieures d'études selon les informations issues du recensement des ouvrages existants et de leur interaction avec le projet.

Au sud de Lille-Flandres, les longueurs creusées sous les voies ferroviaires existantes en surface (exploitantes tiers sensibles), totalisent environ 2 km dans le tracé de référence. Dans cette optique, le décalage du tracé à l'Ouest du faisceau de voies exploitées constitue une piste d'optimisation à étudier.

Traversée de Lesquin :

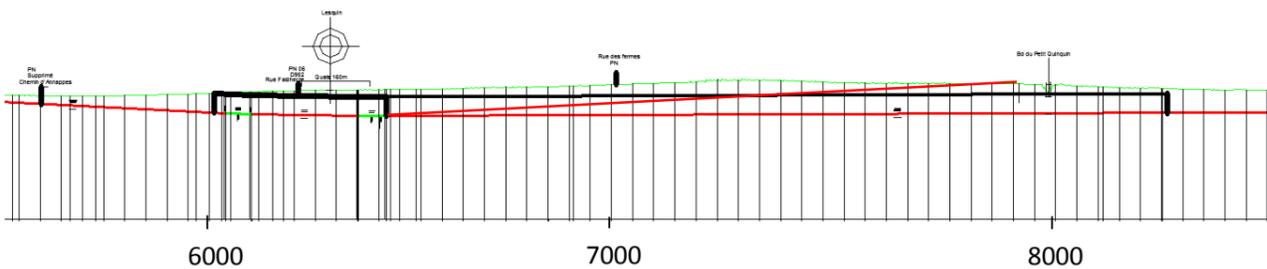
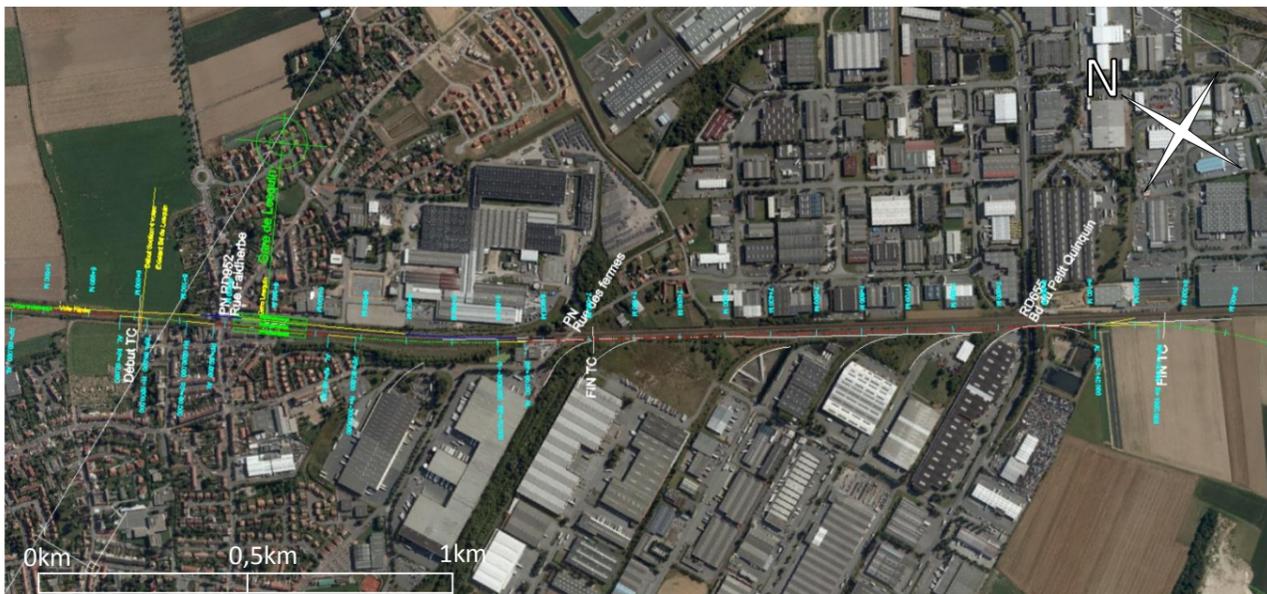


Illustration 40. Traversée de Lesquin en souterrain : Implantation en plan et en profil du tracé de référence

Pour Lesquin, il a été retenu une profondeur à quai d'environ 12 m. A ce stade des informations disponibles, le profil en long de la traversée est contraint en profondeur par la gare et par le boulevard du petit Quinquin à la sortie de Lesquin.

5.2.2 Sécurité des usagers et accès des secours

Les dispositions techniques réglementaires ayant un impact sur la conception préliminaire des configurations fonctionnelles et du gros œuvre des ouvrages de génie civil et d'équipements de sécurité en tunnel seront détaillées dans les paragraphes suivants :

- Dispositifs d'évacuation (cheminements, trottoirs, ...)
- Accès des secours
- Ventilation et désenfumage

Pour l'application de la réglementation, il est considéré que la ligne supportera un trafic voyageur avec des matériels roulants modernes au sens de l'IT et sera en milieu urbain. Le trafic de marchandises dangereuses sera interdit.

- Réglementation applicable

En termes de réglementation applicable, le projet s'inscrit dans l'IT.STPG (arrêté du 22 Novembre 2005). Cependant, il s'agit d'un projet en mode ferroviaire, présentant l'intérêt d'être éventuellement interopérable avec le réseau ferré national. Ceci implique alors de répondre également aux exigences de l'ITI 98.300. Pour ces raisons d'interopérabilité, les exigences les plus contraignantes seront prises en compte entre ces 2 réglementations [24].

- Critères de conception pour les puits inter-gares

Dans le cadre du système de ventilation / désenfumage :

L'implantation des ouvrages du système de ventilation doit permettre de protéger des fumées les stations encadrant le tunnel et tout point situé à plus de 800 mètres de l'origine des fumées. Ceci implique 2 possibilités :

- Un ouvrage puits d'extraction des fumées espacé de 1600 m, ce qui impose alors des règles d'exploitation du trafic des rames (une seule rame entre 2 ouvrages de ventilation/désenfumage),
- Un puits d'extraction tous les 800 m.

Le nombre de puits inter-gares devra être justifié en tenant compte des capacités de mise en surpression des gares pour permettre le balayage des fumées vers le puits quelle que soit la position de l'incendie, sachant que pour chaque cas d'incendie (position du train en tunnel), le fonctionnement des ventilateurs de chaque ouvrage amont et aval (puits et gares) est différent.

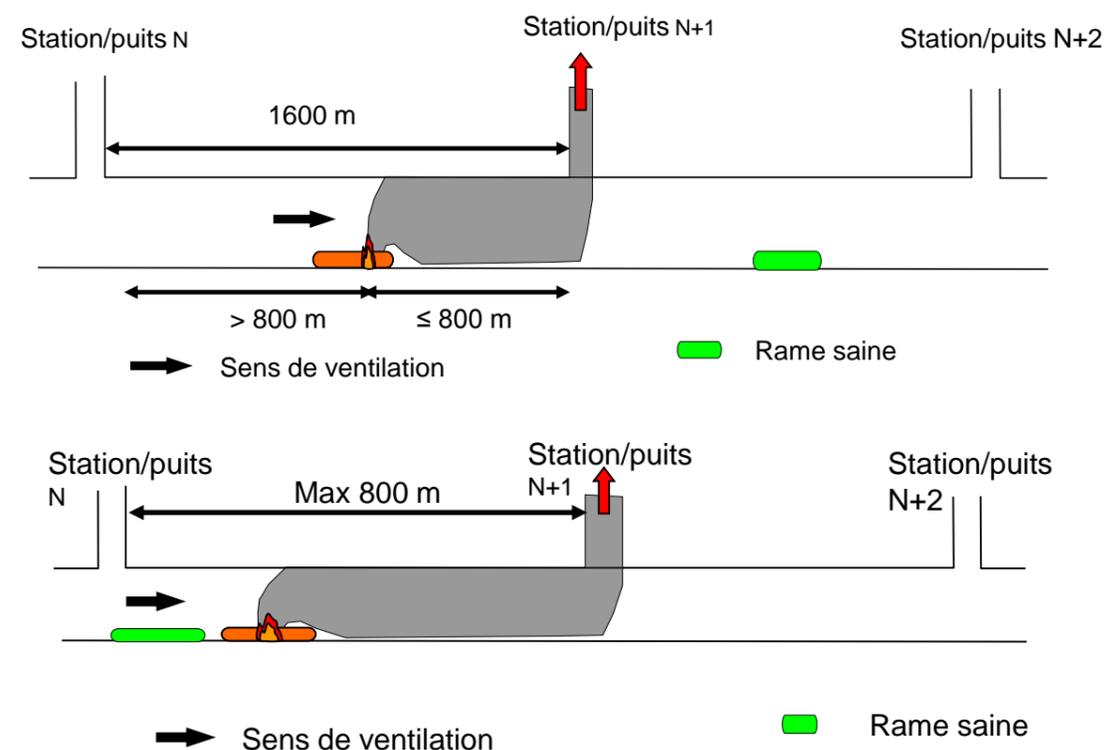


Illustration 41. Principe de désenfumage en tunnel - cas d'un incendie entre la gare et un puits de ventilation

Dans le cadre de l'accès aux secours :

- Les dispositions relatives aux accès des secours en surface (voie d'accès, dispositif de retournement aux têtes si solution bitube...) devront être examinées avec les services d'intervention.
- L'accès des secours peut se faire par une gare, un puits ou une tête de tunnel. Il doit se trouver situé **à moins de 50 m d'une voirie** permettant l'arrivée des véhicules de secours, le croisement des véhicules ainsi que leur retournement dans le cas d'une voie en cul de sac.
- Des pistes autorisant le croisement des véhicules de secours et si nécessaire le franchissement des voies ferrées permettent l'accès des véhicules de secours à chaque tête de tunnel.
- Des parkings de dimensions suffisantes pour permettre le stationnement et le retournement des véhicules de secours sont aménagés à proximité de chaque tête de tunnel.

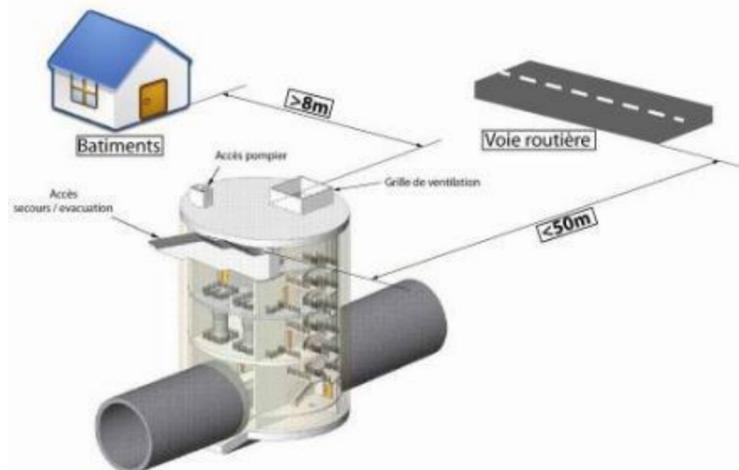


Illustration 42. Principe d'accès des secours

- La distance entre deux accès ne peut être supérieure à 800 mètres (les 800 m correspondent à la distance entre chaque axe des portes des sas des puits ou entre l'axe de la porte du puits et celui du tympan de la gare).
- Les accès présenteront une largeur minimale de 2 unités de passage et une hauteur minimale de 2,2 m. Ils seront reliés au tunnel par un sas mis en surpression localement et équipé de portes de degré coupe-feu une demi-heure. Un volume tampon d'une surface voisine de 25 m² est réalisé entre le sas et le volume ascenseur (si nécessaire) / escalier.
- Aucune exigence n'est demandée sur la position de l'émergence des puits.

Dispositions relatives à l'évacuation des personnes transportées

- Dans le cas d'un incident entraînant l'arrêt d'un train en tunnel, la priorité est donnée à l'évacuation des passagers au moyen d'un autre train si les conditions de sécurité le permettent.
- Bien que la réglementation en vigueur n'impose aucune issue de secours intermédiaire autre que les gares, ce choix doit être étudié en concertation avec les pompiers qui sont les premiers concernés. A ce stade, et conformément avec la tendance actuelle (exemple du RER E à Paris) ; les puits d'inter-gare seront aussi dimensionnés pour permettre l'auto-évacuation des voyageurs.

- Il n'est pas prévu d'opérations de maintenance pendant le passage des trains. Les cheminements en tunnel sont dimensionnés par le gabarit d'évacuation.
- Lorsque les voies se trouvent au-delà de 28 mètres de profondeur, un ascenseur permettant le transport du brancard normalisé est prévu dans les dispositifs d'accès.

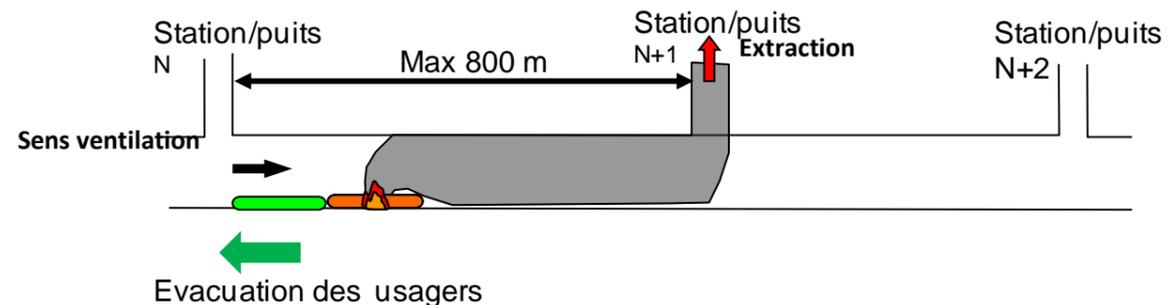


Illustration 43. Principe de l'évacuation des usagers en tunnel – Système push-pull

En conclusion, plusieurs puits seront réglementairement nécessaires sur le long de la section courante des traversées souterraines, avec ayant fonction d'accès de secours et d'ouvrage de ventilation (ou uniquement d'accès des secours) :

- Pour la traversée sud de Lille avec 2 km de section courante en tunnel, 2 puits seront nécessaires ;
- Pour la traversée Lesquin avec 1,9 km de section courante en tranchée couverte pour la ligne LRF au sud et de 600 m pour la ligne SNCF, 3 puits seront probablement nécessaires.

○ Critères de conception des gares

Pour le cas des gares souterraines, une analyse spécifique aux problématiques de la sécurité des usagers, de la ventilation et de l'accès des secours sera indispensable à réaliser lors des phases d'études ultérieures, elle devra en outre prendre part dans l'analyse fonctionnelle et architecturale globale des gares.

5.2.3 Hypothèses fonctionnelles des sections courantes

5.2.3.1 Vitesses et matériel roulant

Pour cette liaison ferroviaire, le matériel roulant envisagé est une rame de type Regio 2N à 6 voitures en version périurbain. La longueur d'une rame est de 110 m.

Le matériel de type RER devra être capable de rouler jusqu'à une vitesse d'exploitation en pointe de 160 km/h en section courante. En avant-gare de Lille-Flandres en souterrain, les contraintes d'exploitation imposent une vitesse minimale de 80 km/h au niveau des voies déviées des appareils de voies.

5.2.3.2 Gabarits et entraxes

Le gabarit matériel associé au matériel roulant de type RER tel que les rames Régio 2N est le gabarit FR3.3 défini dans l'IN0162 [19]. A l'intérieur du gabarit d'implantation limite FR3.3, il n'est toléré aucune implantation d'obstacle à l'exception des quais et cheminements piétons

Le gabarit électrique adopté en première instance est du type 25 kV avec hauteur du fil de contact à 4.69m par rapport au plan de roulement suivant les indications de l'IN 0166 [20].

L'IN 0162 [19] indique par ailleurs que l'entraxe d'implantation nominale des voies dans le cadre d'une nouvelle ligne est de 3,80 m. En traversée de gare, cet entraxe peut être augmenté si des agents de maintenance ou exploitation sont susceptibles de circuler dans une entrevoie le long d'un train en stationnement.

A ce stade, les hypothèses préliminaires d'entraxes retenues lors des études tracés sont :

- En section courante l'entraxe est de 3,80 m (§3.3.1.1 de l'IN 0162) ;
- En avant-gare et en gare de Lille Flandres, l'entraxe est de 5,5 m (§3.3.3 de l'IN0162).

Il est à souligner que vitesses d'exploitation et entraxes en avant-gare impactent fortement la conception du génie-civil des ouvrages souterrains (géométrie et dimensions) et sont appelées à être optimisées pour les phases d'études suivantes.

○ Section d'air aéraulique

L'entrée d'un train dans un tunnel génère automatiquement une onde de pression qui se propage tout le long du tunnel et entre affaiblie à l'intérieur de la rame avec un décalage temporel dépendant du degré d'étanchéité de la rame. Cette onde varie selon la vitesse et les caractéristiques du tunnel et du train. Elle engendre des variations de pression qui peuvent se révéler désagréables, voire dangereuses dans les cas limites, pour l'oreille humaine. Pour remédier à cet inconvénient, il est dès lors important de vérifier que la section d'air du tunnel, pour une vitesse donnée, soit suffisante pour permettre à l'onde de pression de se diffuser fluidement le long du tunnel. Cette section est appelé la section aéraulique.

Il est généralement admis que pour les vitesses inférieures à 170 km/h, la section d'air d'un tunnel est principalement déterminée par l'implantation des différents éléments physiques dans le tunnel (voie, gabarits, cheminements...), la section aéraulique nécessaire s'avérant plus petite. Ainsi, une étude d'optimisation des sections d'air pour le projet de l'Interconnexion Sud des LGV en Ile de France a démontré que pour un tunnel monotube à double voie avec croisement de trains à 170 km/h, une section d'air de 55 m² suffisait à respecter la limite de variation de pression admissible pour l'oreille humaine à l'intérieur du train.

Au-delà de 170 km/h, les phénomènes aérodynamiques deviennent dimensionnant et une étude aéraulique doit être menée pour calculée la section aéraulique du tunnel en fonction de la vitesse et des caractéristiques du tunnel (section, longueur, rugosité des parois, etc...) et du train (section, longueur, degré d'étanchéité, etc...)

○ Cheminement piéton

En accord avec l'Arrêté du 22 novembre 2005 relatif à la *sécurité dans les tunnels des systèmes de transport public guidés urbains de personnes* [24], un cheminement piéton latéral le long de chaque voie est prévu. Ses dimensions sont de H_{2,00} x L_{maxi} 0,70.

5.2.3.3 Sections courantes des ouvrages

Pour le tronçon sud de la traversée de Lille en souterrain, le choix entre monotube à double voie (DV) ou bitube (double section à voie unique (VU)) dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Les fonctionnalités des gares encadrantes, ainsi que des avant gares ou arrière gares ;
- Les exigences de tracé ;

- Les exigences de sécurité réglementaire (détaillée au §0);
- La méthode de construction avec la compatibilité entre sections excavées et le matériel roulant.

Au vue d'une longueur du tunnel d'environ 1,8 km, la méthode mécanisée au tunnelier a été retenue lors des phases précédentes car plus intéressante qu'un creusement en méthode conventionnelle en termes de coût et de durée. Par la suite, une évaluation préliminaire a aussi conduit à retenir le choix d'un tunnel monotube à double voie pour ce tronçon.

Ces évaluations pourront néanmoins être réactualisées en fonction des évolutions du projet lors des phases d'études ultérieures : les alternatives de réalisation en méthode conventionnelle uniquement ou bien en méthode mécanisée en tunnel bitube voie unique ne doivent pas être définitivement écartées à ce stade.

Il est en général déconseillé de réaliser des niches de sécurité dans le cas de tunnel réalisé au tunnelier. Ces ouvrages, régulièrement espacés sur les deux pénétrons du tunnel, s'avèrent en effet de réalisation hasardeuse (point de faiblesse de l'ouvrage et de son étanchéité) et surtout longue et coûteuse.

Par conséquent, et de façon similaire aux recommandations de l'IN 3278 de RFF référentiel technique pour la réalisation des LGV, **il est alors préconisé que l'accès au tunnel pour le personnel de maintenance soit permis uniquement hors périodes des circulations ferroviaires.**

En fonctions des différentes données développées ci-dessus, il est proposé les coupes types de tunnel et de tranchée couverte suivantes :

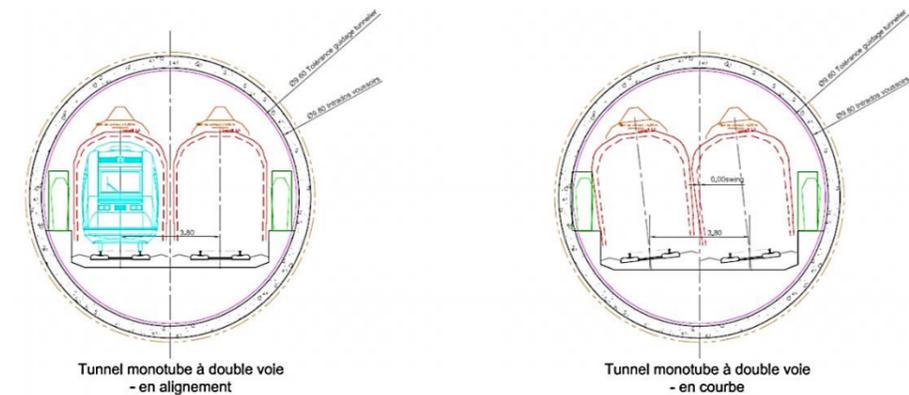


Illustration 44. Coupes types de la section courante en tunnel monotube

- Le diamètre **intrados** des voussoirs est de 9.80m ;
- La section d'air du tunnel est de 55.8 m² (section aéraulique nécessaire : 55 m²) ;
- La voie est prévue en pose ballastée.

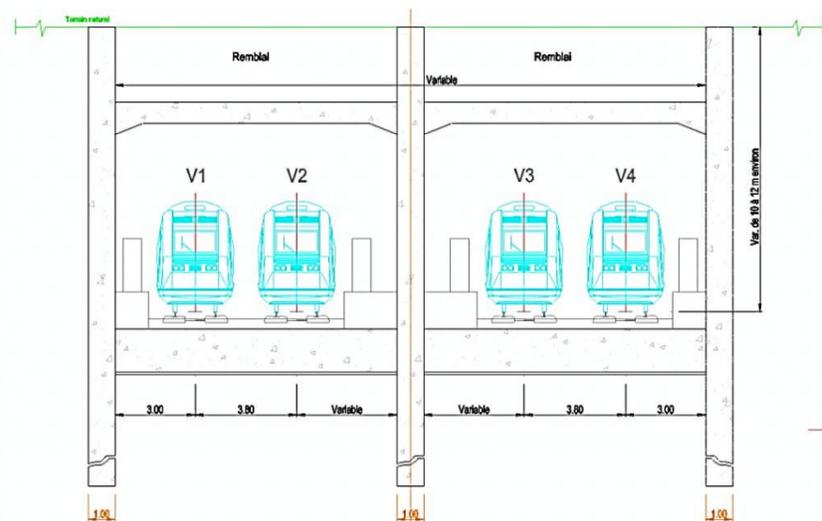


Illustration 45. Coupe type de la section courante en TC 4 voies

5.2.4 Gares

5.2.4.1 Implantation des gares

○ Gare Lille-Flandres :

Afin de répondre aux besoins du projet, plusieurs positions de gare ont été envisagées (cf. l'illustration 46). Les principaux critères de choix ont été :

- La distance aux autres pôles de transport ;
- L'implantation et l'accès aux zones de chantier lors de la phase de construction ;
- L'insertion en plan et profondeur des ouvrages vis-à-vis de leur géométrie, de la configuration des émergences et de la présence des ouvrages avoisinants.

La solution qui a été finalement retenue dans le tracé de référence (en bleu ciel) propose une implantation de la gare LRF de Lille Flandres sous la station actuelle « gare de Lille » du métro (en violet).

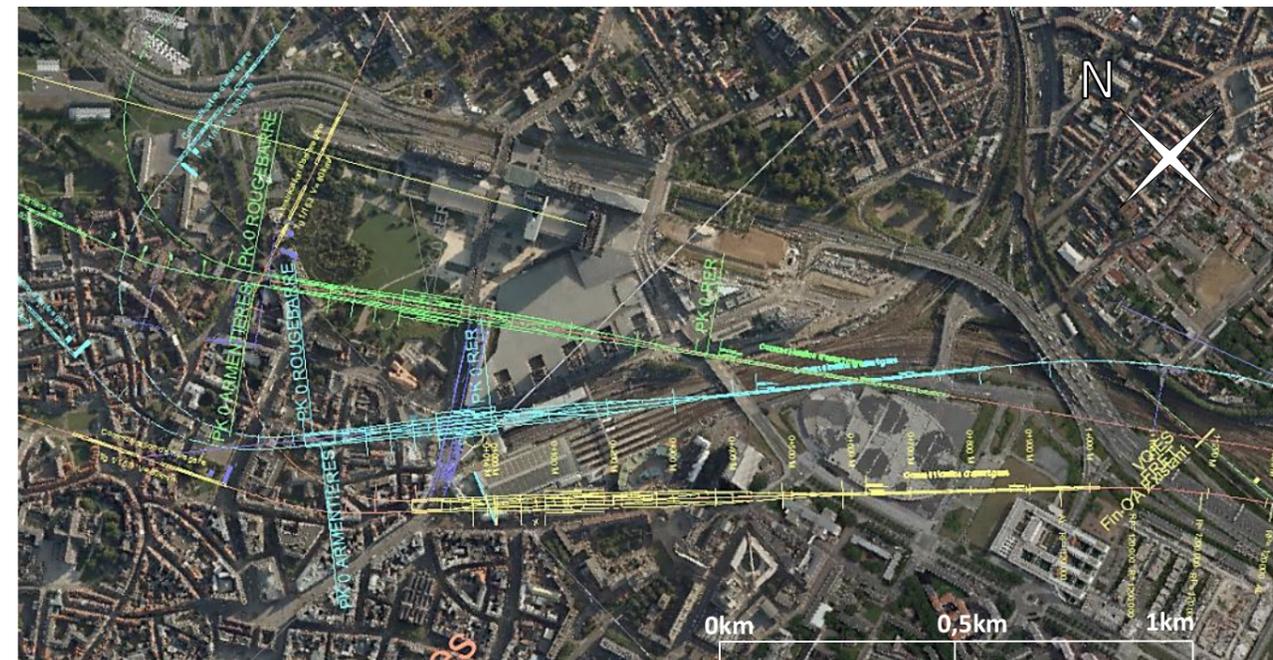


Illustration 46. Les scénarii étudiés pour l'implantation de la Gare LRF de Lille Flandres

Il est à noter cependant qu'une implantation dans le parc Matisse (en vert) aurait permis de réduire les coûts des ouvrages à travers la possibilité de réaliser une partie des ouvrages de la gare Lille-Flandres à ciel ouvert plutôt qu'en méthode souterraine conventionnelle (solution étudiée dans cette étude).

○ Gare Lesquin :

La gare de Lesquin est intégrée à la tranchée couverte qui traversera la ville en se juxtaposant à la ligne SNCF existante (dont les voies seront préalablement ripées vers l'Est). L'emplacement exact prévu pour la future gare de Lesquin correspond à celui de la gare SNCF actuelle.



Illustration 47. Plan d'implantation de la future Gare SNCF-LRF de Lesquin

5.2.4.2 Configuration des quais

Pour répondre aux prérequis des liaisons souhaitées et des raccords avec les voies existantes (SNCF à Lesquin), les gares de Lille Flandres et de Lesquin seront des gares à 4 voies en alignement et conformément au programme des opérations, la longueur physique des quais sera de 120 mètres pour Lille Flandres et de 160 m pour la gare de Lesquin.

Pour chaque gare, deux solutions de configuration de quais ont été étudiées en interface avec l'étude des besoins de l'exploitation :

- Une voie double dans un tunnel central et deux voies simples sur les côtés – solution 1+2+1 ;
- Deux fois deux voies – solution 2 x 2 (voir Illustration 49 et Illustration 49 ci-dessous).

Une configuration à 1 quai central et 2 quais latéraux pour les deux gares avec un entraxe des voies en gares de 5,5 m a été retenu pour chacune des gares. Les raisons principales à cela sont :

- pour Lille Flandres ; le « Y » pour permettre un raccordement aux 2 extensions dès l'arrière-gare et les contraintes engendrées par le schéma d'exploitation ont conduit à une solution 2 x 2 voies ;
- pour Lesquin, le raccordement avec la ligne existante qui ne prévoit pas de communication croisée entre deux lignes aux exploitations différentes (LRF et SNCF).

Les dimensions des quais sont par ailleurs contraintes par les besoins en termes d'exploitation.

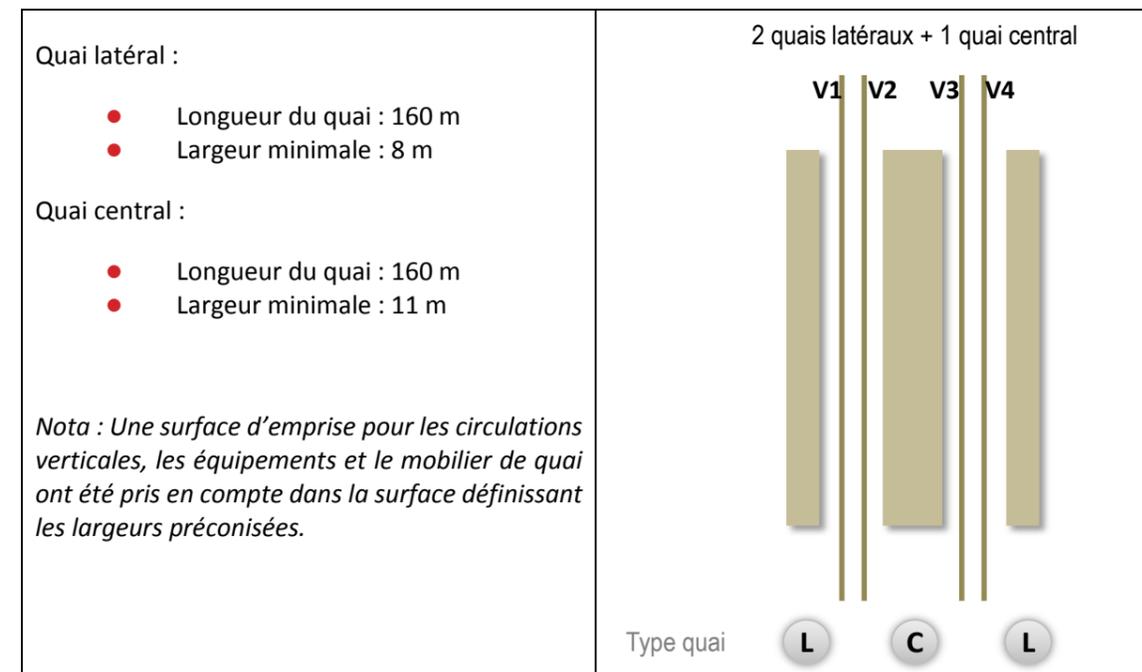
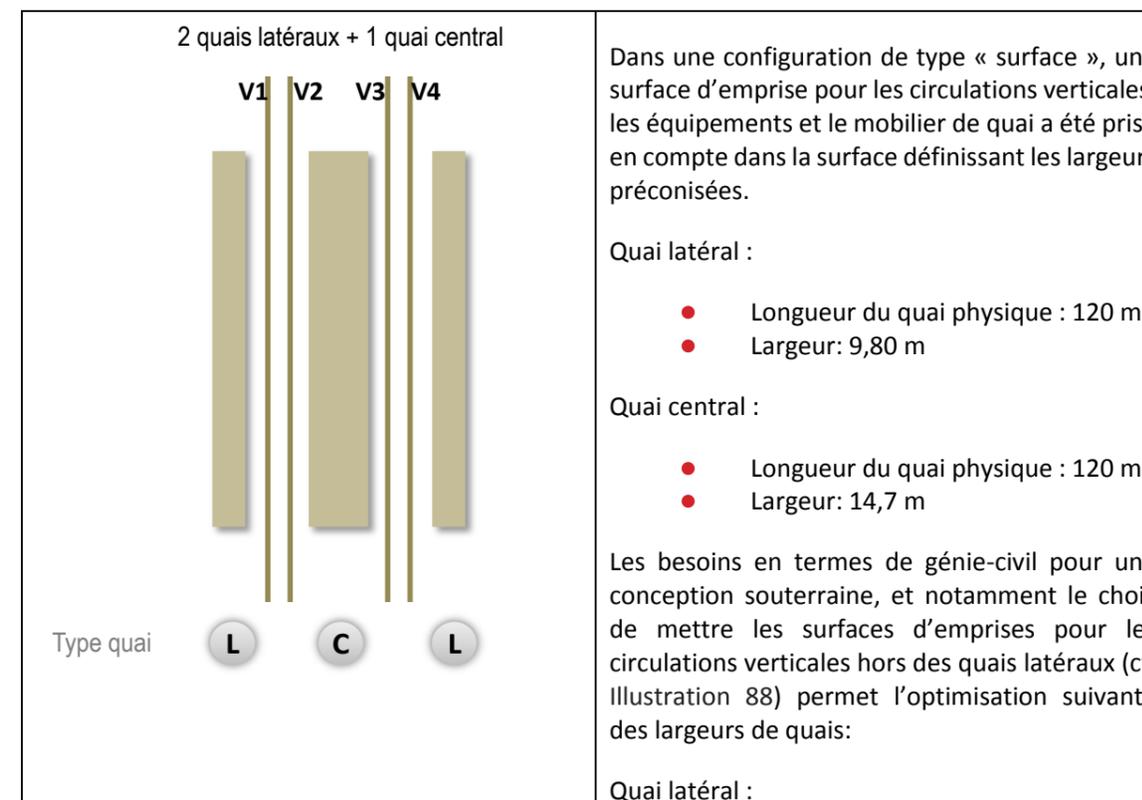


Illustration 48. Géométrie et configuration retenue pour les quais de la Gare SNCF-LRF de Lesquin



	<ul style="list-style-type: none"> • Largeur : 8,50 m (circulations verticales hors quais) <p>Quai central :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Largeur: 18 m (inclue les piliers du GC avec des circulations verticales)
--	---

Illustration 49. Géométrie et configuration retenue pour les quais de la Gare LRF de Lille Flandres

Les dimensions des quais devront être revues et fiabilisées lors des phases d'études ultérieures, et ce en accord avec une étude fonctionnelle et architecturale globale des espaces souterrains liés à la gare; espaces techniques et voyageurs, circulations, accessibilité PMR,...

5.2.4.3 Configuration générale des gares

Il est important de préciser qu'à ce stade du projet, il n'y a pas eu d'études fonctionnelle et architecturale globale des espaces souterrains, que ce soit pour les gares ou pour les connections aux pôles de transports existants : circulations des flux, espaces techniques et voyageurs, accessibilité PMR, prérequis liés à la sécurité en gare...

Ces études seront indispensables pour les phases d'études ultérieures afin de fiabiliser les hypothèses prises dans ce rapport pour la conception du génie-civil des ouvrages.

○ Gare de Lesquin

La gare de Lesquin sera réalisée en tranchée couverte en y associant la future ligne LRF et la ligne SNCF existante (qui est préalablement rétablie suivant le phasage détaillée au §5.4.1.1). Il s'agit donc d'un ouvrage accueillant 4 voies, avec la configuration de quais précédemment décrites.

Les espaces voyageurs, billetterie, les espaces de circulations et remontées,... devront être étudiés lors des études ultérieures. En première approche, on considèrera qu'une grande partie de l'espace voyageur sera situé entre la surface et la dalle supérieure, les accès aux quais se faisant directement depuis cet espace à travers des ouvertures prévues dans la dalle.

Pour la Gare SNCF-LRF de Lesquin, une configuration avec les dimensions suivantes est ainsi retenue :

- une ouverture intrados d'environ 42 m ;
- une hauteur intrados est d'environ 7,5 m entre voûte et rail ;
- la longueur de la gare 160 m ;
- le mur central réalisé en paroi moulée sépare le quai central ; des ouvertures régulières permettront des connections à quai entre ligne LRF et SNCF.

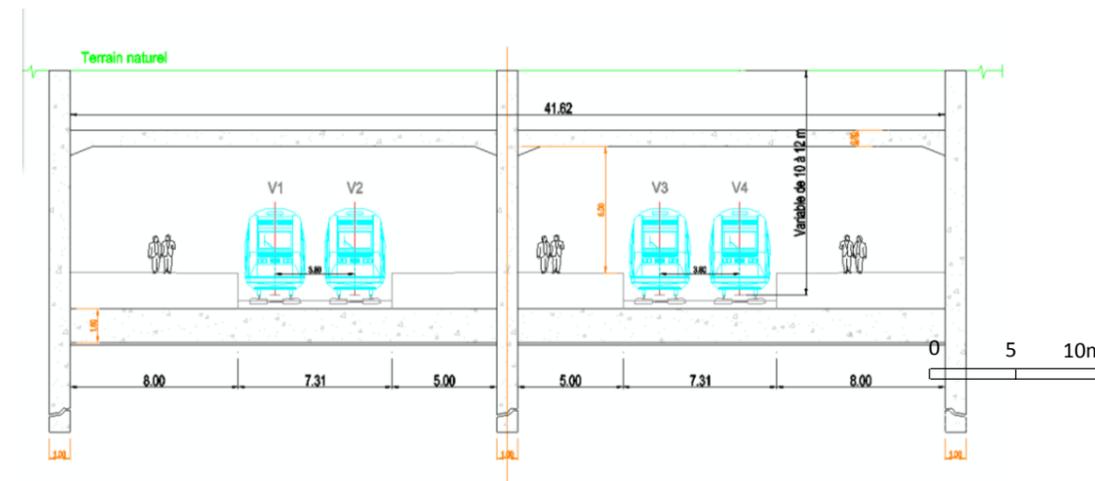


Illustration 50. Section courante de la gare de Lesquin

○ Gare de Lille-Flandres

La faisabilité du génie-civil du corps principal de la gare doit tenir compte des aspects architecturaux, de la fonctionnalité, de la sécurité, du planning, du coût et de la durabilité de l'ouvrage. Les méthodes constructives retenues doivent alors permettre de respecter ces contraintes tout en assurant la maîtrise des risques identifiés : impacts sur le tissu urbain en termes de tassements et vibrations ; qualité des sols/roches et leur comportement à l'excavation ; présence d'eau et gestion des venues d'eau en phase de construction ; etc.

Deux grandes catégories de procédés de construction peuvent être évoquées pour des gares enterrées : les méthodes d'excavation en tranchée ouverte ou couverte, dites aussi à ciel ouvert, depuis la surface et les méthodes en souterrain « conventionnelle », depuis un accès en profondeur. Aucune méthode ne présente a priori d'avantage systématique sur les autres ; le choix dépend des conditions géotechniques et hydrogéologiques, et des contraintes déjà évoquées : tissu urbain (topographie, espace disponible en surface pour attaquer la construction, proximité des bâtis, contraintes de trafic), encombrement du sous-sol (réseaux concessionnaires), dimensions de l'ouvrage à construire, espaces disponibles pour la logistique de chantier et le mouvement et gestion des approvisionnements et des déblais.

Dans le cas de la gare de Lille-Flandres, les besoins futurs en terme d'exploitation ont abouti à retenir une configuration avec un quai central et deux quais latéraux qui impose une ouverture totale importante de 53 m hors espaces de circulations latérales.

Par ailleurs, le scénario de base présenté dans cette note considère une gare souterraine sous la station actuelle « gare de Lille » du métro (voir ci-dessous l'illustration 51).

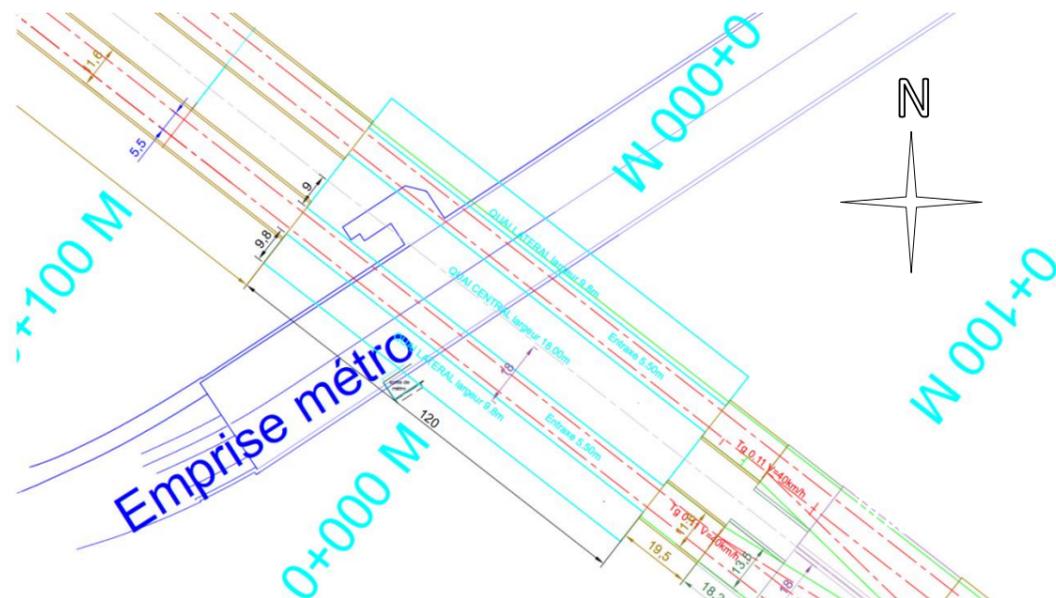


Illustration 51. Plan d'implantation de la future Gare LRF de Lille-Flandres

Ainsi, lorsque l'on tient compte de l'implantation de la gare, on s'aperçoit qu'une telle ouverture élimine la possibilité de réaliser le corps principal par une boîte en paroi moulée : la future gare souterraine sera donc réalisée en méthode souterraine conventionnelle, à partir d'un ou plusieurs puits.

Par la suite, et pour les besoins de l'étude, les hypothèses suivantes ont été prises en première approche :

- l'espace voyageur et les locaux à usage fonctionnel seront situés en surface, au droit du bâtiment actuel du Tri Postal ;
- les couloirs et espaces nécessaires à la circulation des différents flux (voyageurs, PMR, secours, ventilation, maintenance,...) et à l'échange entre quais, seront raccordés au bâtiment voyageur. Ils seront partiellement réalisés en souterrain au-dessus du corps principal de la gare ;
- le puits d'accès travaux préalablement construit pourra être utilisé pour accéder ou accueillir partiellement ces espaces ;
- les liaisons vers chacune des gares existantes, la gare SNCF, la gare TGV et la station « gare » des lignes 1 & 2 du Métro n'ont pas été étudiées à ce stade.

5.2.5 Ouvrages d'avant-gare de Lille-Flandres

5.2.5.1 Schéma d'exploitation

Pour Lille Flandres ; le « Y » pour permettre un raccordement aux 2 extensions des arrière-gares et les contraintes induites par les besoins d'exploitation ont conduit à une solution 2 x 2 voies ;

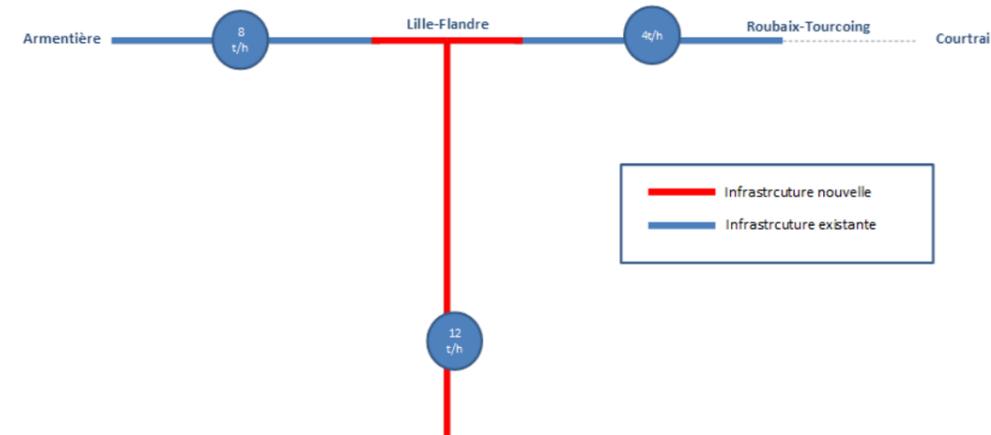


Illustration 52. Traversée de Lille-Flandres en « Y » pour le raccordement aux 2 extensions nord

Par la suite, un schéma d'exploitation a été défini pour répondre aux différentes contraintes de communication entre voies, tout en limitant la dimension des ouvrages ; il conditionne la conception finale du tracé des voies au niveau de l'avant-gare.

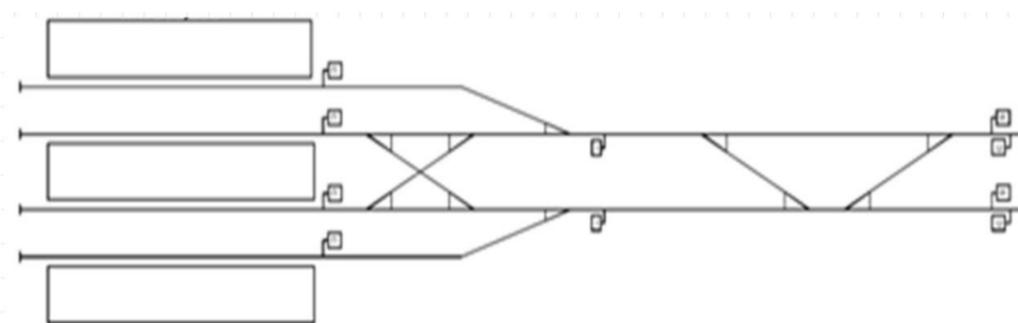


Illustration 53. Schéma synoptique d'exploitation dans la zone de l'avant-gare

Pour répondre aux besoins futurs en terme d'exploitation, avec notamment 80 km/h sur les voies déviées, la configuration ouvrages géométriquement compatibles est relativement complexe et leurs dimensions sont très importante (l'avant-gare sud ferait presque 500 m de longueur).

Par conséquent, **il sera essentiel de fiabiliser le schéma d'exploitation lors des phases d'études ultérieures ; toute alternative qui pourra simplifier le génie-civil des ouvrages doit faire l'objet d'études.**

En particulier, il pourra être étudié les pistes d'améliorations suivantes :

- abaisser les vitesses d'exploitation sur les voies de communication ;
- limiter le nombre de communications entre voies ;
- étudier d'autres alternatives pour la configuration des voies de communications croisées.

Il est à noter cependant qu'un compromis entre les besoins de l'exploitation et les risques engendrés par la réalisation des ouvrages a déjà conduit à supprimer des communications croisées en arrière-gare, avec pour conséquences une perte de qualité et robustesse de service :

- en exploitation nominale, il ne sera possible d'assurer des correspondances quai à quai entre les branches Armentières et Roubaix que dans un seul sens (à priori Armentières vers Roubaix) ;
- en exploitation perturbée, on réduit le nombre de possibilités de croisement et de retournement.

5.2.5.2 Configuration des avant-gares

Les liaisons entre la gare Lille-Flandres et la section courante de tunnel qui assure la traversée de la ville s'effectuent par des ouvrages dit d' « avant gare ».

A l'extrémité sud des quais du corps principal de la gare se trouve l'avant-gare Sud, d'une longueur totale de 475m, qui a été conçue pour garantir le schéma d'exploitation avec voies de communications croisées, un entraxe de 5,5 m et une vitesse de 80km/h en voies déviées.

Cette série d'ouvrages est caractérisée par une zone 2 x 2 voies comprenant 2 voies de communications croisées et une zone d'entonnement permettant la transition entre le 2 x 2 voies de la gare en et le tunnel 1 x 2 voies (cf. Illustration 54).

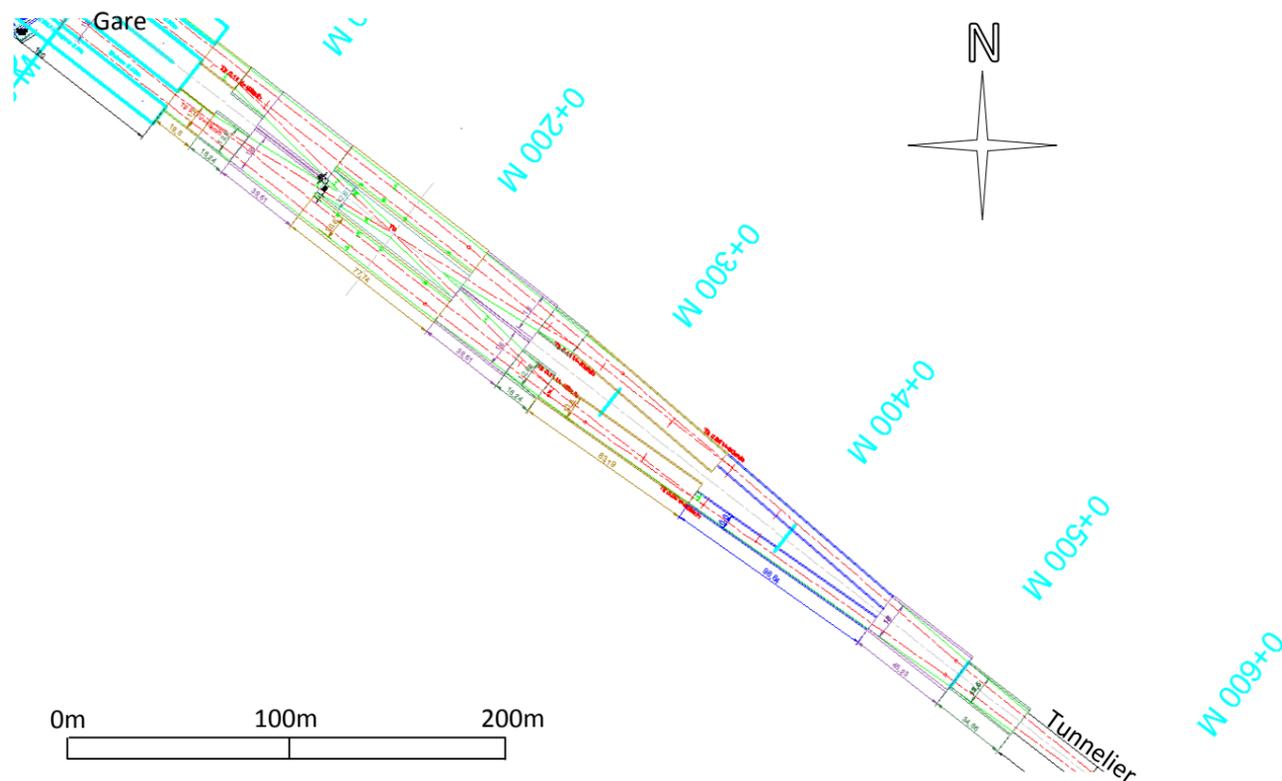


Illustration 54. Vue en plan de l'entonnement à l'avant-gare sud

A l'extrémité nord de la gare se trouve l'avant gare nord d'une longueur de 245m, conçue pour permettre un stationnement des trains et un raccordement ultérieur aux 2 extensions nord en double voies chacune.

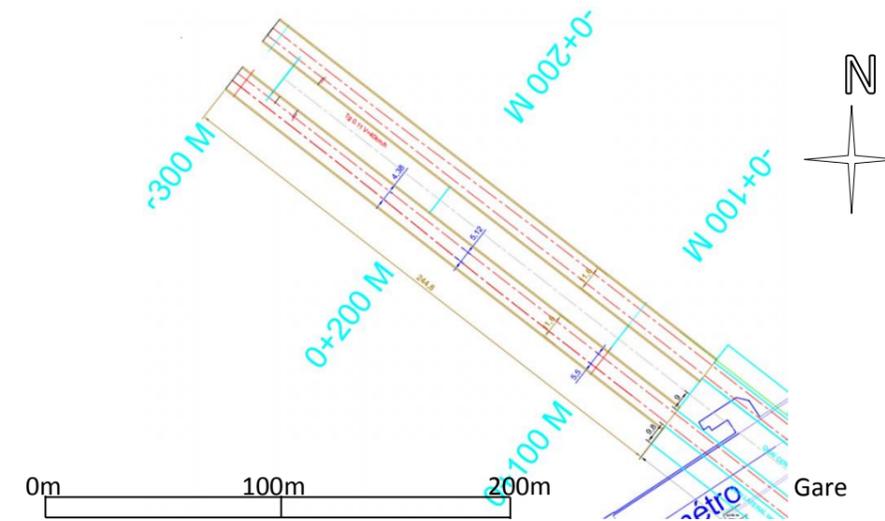


Illustration 55. Vue en plan de l'avant-gare nord

5.2.6 Impacts sur les avoisinants

Le projet se développe en milieu urbain, dans un environnement particulièrement dense en ouvrages existants, potentiellement sensibles aux tassements ou aux vibrations de par la nature de leur structure ou le type d'activité qu'ils abritent. La construction des ouvrages enterrés (gares, puits d'accès, tunnel foré, tranchées couvertes,...) des traversées de Lille et de Lesquin aura nécessairement un impact sur les ouvrages avoisinants ; ouvrages d'art, bâtiments, ouvrages souterrains et ce quel que soit les renforcements ou traitements de terrains mis en œuvre.

L'étude de l'impact du projet sur les ouvrages environnants doit s'inscrire dans une démarche de gestion des risques, celle-ci se déclinant en deux phases:

- Au stade de cette étude préliminaire, l'analyse des impacts induits se concentre sur l'identification des constructions les plus sensibles (immeubles de grande hauteur, bâtiments classés, monuments historiques, avec équipements sensibles, ...) sur l'ensemble du fuseau d'étude et sur la localisation des points durs (constructions les plus sensibles, présentant des fondations profondes, ouvrages souterrains existants, réseaux, ...) le long de chaque tracé étudié de façon à pouvoir caler un tracé à moindre impact.
- Une fois le tracé préférentiel identifié (à l'issue de l'enquête d'utilité publique), une démarche de caractérisation de l'état initial des constructions dans la zone d'influence géotechnique à travers une enquête « caves, bâti et fondations » doit être lancée. Il s'agit d'un premier diagnostic des avoisinants basé sur des visites du site et des recherches documentaires préliminaires. Il est vivement recommandé que le maître d'ouvrage s'entoure alors d'assistants spécialisés dans le domaine des constructions avoisinantes (AMO avoisinants).

Pour les phases d'études suivantes, une démarche d'étude des risques avoisinants devra être initiée, puis ensuite actualisée tout au long du projet. En premier lieu, cette démarche pourra s'articuler en 4 étapes successives:

- La définition de la Zone d'Influence Géotechnique du projet (ZIG).
- L'enquête bâti, qui permet notamment d'identifier et caractériser les ouvrages situés dans la ZIG
- La définition, en concertation entre le MOA, la MOE et l'AMO (ou MOAD), de la classe d'endommagement admissible pour les différents avoisinants,

- Les études MOE, qui visent à évaluer les dommages potentiels sur les bâtis sensibles et à prévoir les mesures préventives et/ou de compensation qui seront nécessaires pour contrôler le risque d'endommagement.
- Recensement de l'existant

Le résultat d'un recensement des points durs au stade des études préliminaires est proposé au 5.3.4.

Par la suite, l'objectif de l'enquête bâti sera d'acquérir un niveau de connaissance suffisant des ouvrages identifiés comme étant potentiellement impactés par les travaux du LRF, et ce en vue de définir la vulnérabilité de chaque avoisinant à travers une description de :

- l'usage du bâtiment
- la position du bâtiment par rapport au projet
- la structure du bâtiment
- l'état de conservation du bâtiment
- son intérêt architectural

Le recensement exhaustif de l'ensemble des structures enterrées et en particulier des réseaux divers (Electricité, Gaz, Eau,...) sera en outre indispensable.

Il faudra notamment obtenir toutes les informations disponibles concernant les ouvrages souterrains existants, tels que les plans, méthodes et notes de calculs liées aux lignes 1 et 2 du métro ainsi qu'aux parkings souterrains et caves des bâtiments situés à proximité (information sur les parkings souterrains et sur l'enceinte étanche d'Euralille notamment).

- Degré d'endommagement admissible

Le degré d'endommagement admissible devra être définie par le MOA en accord avec les tiers, et ce notamment en vue de contractualiser le partage des responsabilités liées aux impacts des travaux.

Au stade de cette étude préliminaire, on propose à titre indicatif de retenir un niveau d'endommagement limité à la classe de dommages «négligeables à légers », issue des classifications de Burland établie en 1977 [15], et celle de Rankine établie en 1988 [16] puis reprise dans le GT16 de l'AFTES. Pour des bâtiments de sensibilité « courante », on peut alors proposer, à titre indicatif, les fourchettes suivantes de valeurs de seuils de déformations admissibles à appliquer à la conception des ouvrages :

Tassement (mm)	Mise en pente (‰)	Déformation de traction (%)
10 à 50 mm	1/500 à 1/200	0.05 à 0.15 %

Tableau 12. Seuils de déformation admissible proposé à titre indicatif pour des avoisinants de sensibilité « courante »

Cependant, il doit être noté que les tiers propriétaires et/ou exploitants de certains ouvrages sensibles pourront imposer des degrés d'endommagements très faibles avec des seuils de tassements plus drastiques (ex ; pour RATP et SNCF, parfois < 10 mm et < 1/2000 sur certains ouvrages). Les études ultérieures devront alors être capables de proposer des solutions techniques satisfaisantes.

5.3 Environnement du projet

5.3.1 Géologie, hydrogéologie, géotechnique

Une synthèse plus détaillée des résultats de l'étude bibliographique du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique des futurs ouvrages souterrains du LRF est présentée en Annexe.

5.3.1.1 Géologie des parties souterraines du projet

Le projet se développe selon une direction Nord – Sud dans un contexte relativement plat avec une altitude en surface variant entre 20 et 50 mNGF entre les PK0+000 et PK7+000.

La région lilloise fait partie du domaine géologique du bassin parisien, composé de formations sédimentaires majoritairement calcaires, un extrait de la carte géologique se trouve ci-après.

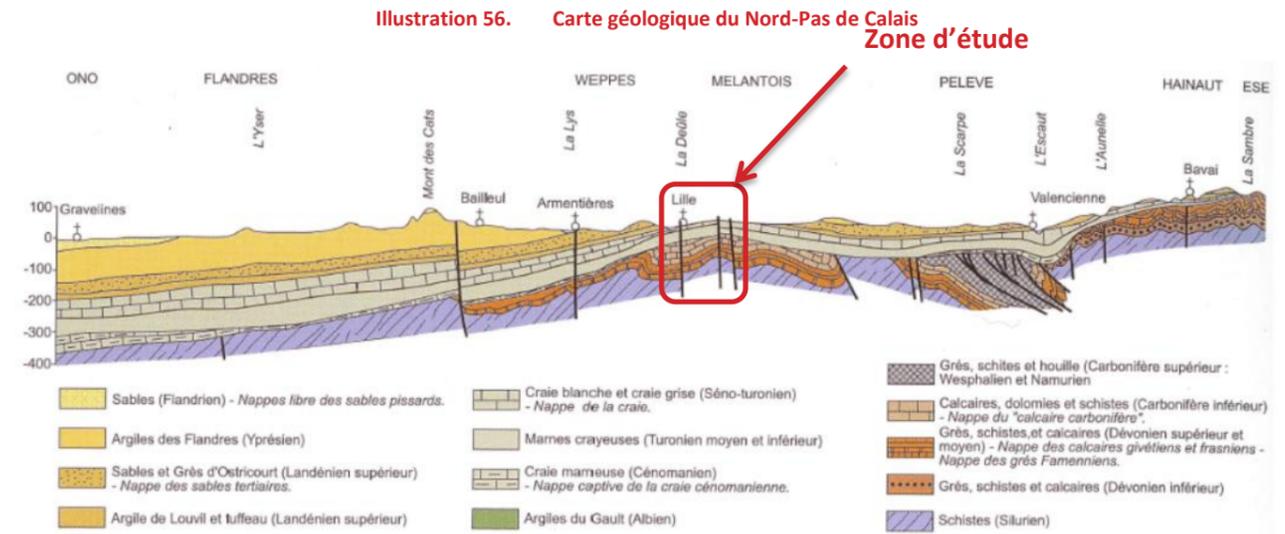


Illustration 57. Coupes géologiques régionales

Les principales formations (hors formations superficielles et alluvionnaires) qui seront alors rencontrées par les ouvrages souterrains sont :

C4. / Sénonien ; soit une craie blanche abritant une nappe exploitée, avec:

- au sommet : craie blanche, avec ou sans silex, à cassure plane;
- à la base : craie grise ayant fait l'objet d'exploitation comme pierre de taille en carrières souterraines, notamment à Lesquin.

La limite Sénonien - Turonienne qui est identifiée par premier banc durci de « tun » ou de « meule».

C3c. Turonien supérieur ; soit une craie grise à silex, avec :

- au sommet une craie sableuse et glauconifère, localement phosphatée.

- à la base, la craie est grise avec de nombreux silex bien développés.

L'épaisseur du Turonien supérieur varie entre 6 et 14 mètres. Celle de l'ensemble C4 + C3c restera inférieure à 25 m et le toit de la craie s'établit entre -10 et +30 mNGF pour la traversée de Lille et entre +30 et +50 mNGF pour la traversée de Lesquin.

C3b. Turonien moyen et C3a. Turonien inférieur : «Dièves».

- au sommet le Turonien moyen, constituée par une alternance de marne argileuse grise et de craie dure compacte, blanc grisâtre.
- à la base, une marne argileuse tendre constituant les dièves du Turonien inférieur.

Le toit du Turonien moyen s'établit entre -25 et +15 mNGF pour la traversée de Lille et entre +20 et +35 mNGF pour la traversée de Lesquin. L'épaisseur du Turonien moyen et inférieur est supérieure à 30 mètres dans le secteur étudié : les formations plus profondes du Cénomaniens ne seront pas rencontrées.

On notera que la partie souterrain du secteur de la gare Lille-Flandres sera principalement concernée par les formations de craies et marnes Sénonien et Turonien du Crétacés, avec une donnée importante : La craie blanche (C4c) constitue un aquifère tandis que les formations C3a et b du Turonien moyen et inférieur forme un aquiclude ; elles sont a priori très peu perméables.

5.3.1.2 Profil géologique des parties souterraines

○ Secteur Lille-Flandres

Les « ouvrages souterrains » BRGM, qui sont disponibles sur la carte géologique et sa notice permettent de pouvoir représenter une première ébauche d'un profil géologique le long du futur tracé. Celui-ci n'a à ce stade, qu'une valeur indicative, avec des interfaces implantées avec une précision d'environ +/- 3 m. **Il devra être confirmé lors de campagnes de sondages ultérieures.**

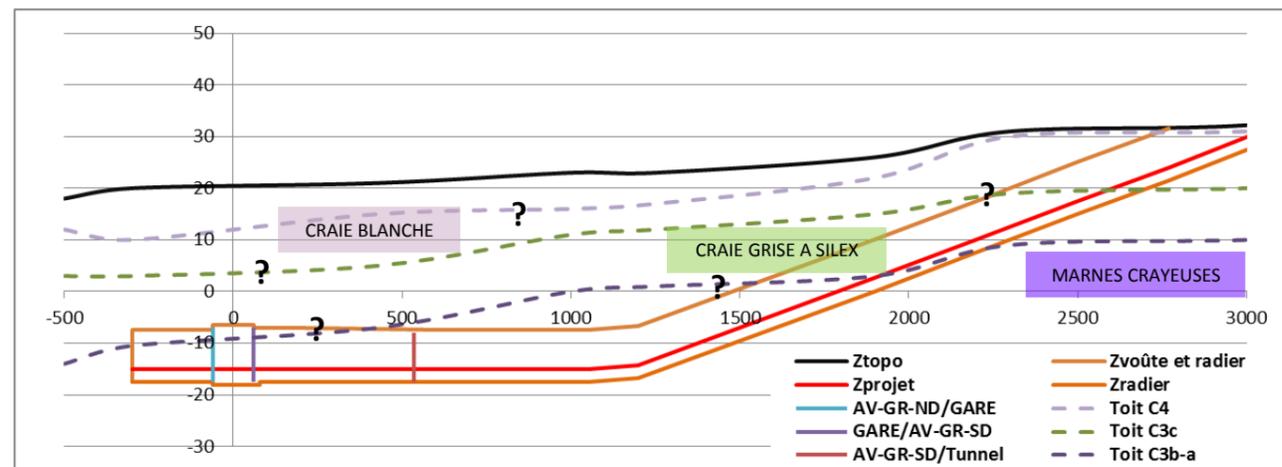


Illustration 58. Profil géologique préliminaire dans le secteur de Lille-Flandres

○ Secteur Lesquin

Là-encore, les « ouvrages souterrains » BRGM, disponibles sur la carte géologique permettent de pouvoir représenter une première ébauche d'un profil géologique le long du futur tracé avec des interfaces implantées avec une précision de +/- 3 m :

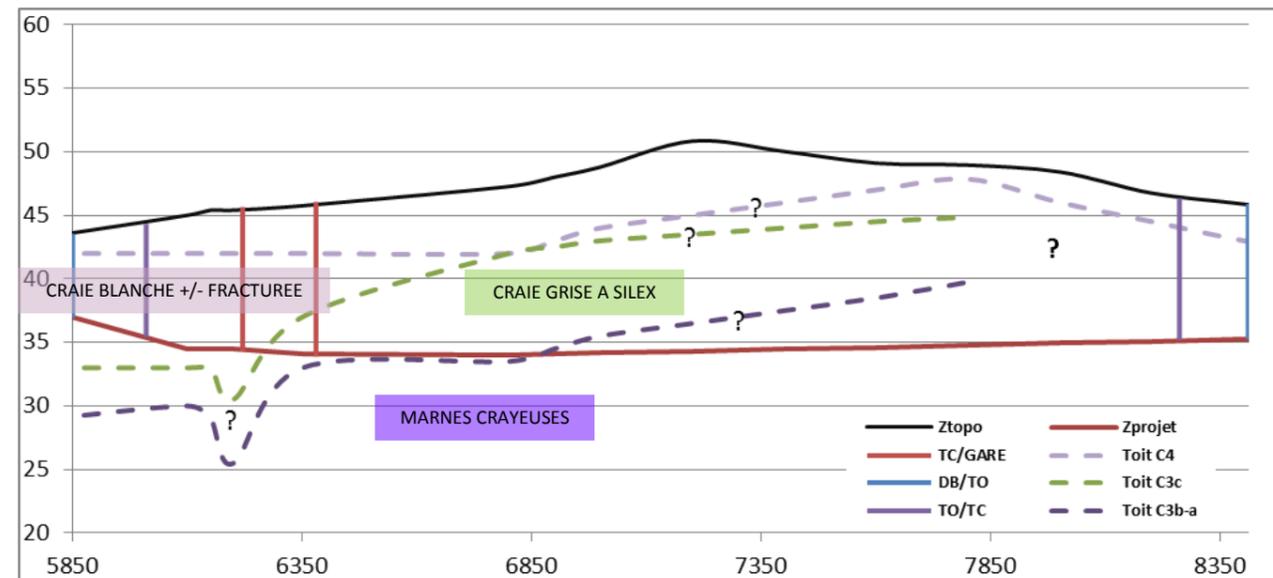


Illustration 59. Profil géologique préliminaire dans le secteur de Lesquin

5.3.1.3 Hydrogéologie

La craie du Turonien supérieur et du Sénonien constitue un horizon perméable où s'établit un aquifère exploité. **La nappe qui baigne ces craies, dont le toit varie entre 3 et 10 m de profondeur, s'écoule ainsi vers de très nombreux ouvrages de captage situés dans la région Lilloise, elle est libre dans les secteurs d'étude qui seront réalisés en souterrain.**

Le substratum de cette nappe est constitué par les marnes du Turonien.

A plus de 40 m sous le TN, une seconde nappe, cette fois captive baigne le calcaire carbonifère ; elle ne devrait interférer avec les ouvrages réalisés en souterrains.

Ces deux nappes, de la craie et du Calcaire carbonifère, ont une importance considérable puisqu'elles servent à l'alimentation en eau des usines, et pour une large part à l'alimentation en eau potable.

○ Secteur Lesquin

Plusieurs relevés de sondages piézométriques sont disponibles à partir du site InfoTerre croisant les données BRGM et ADES sur ce secteur.

Pour l'étude préliminaire, on considérera dans le secteur Lille-Flandres une nappe générale baignant l'ensemble des formations et dont le niveau est d'environ +40 mNGF au niveau de la Gare, soit à environ 5 m de profondeur.

○ Secteur Lille-Flandres

De nombreux relevés de sondages piézométriques sont disponibles à partir du site InfoTerre croisant les données BRGM et ADES sur ce secteur. Par ailleurs, un essai de pompage dans la craie a aussi été réalisé devant le fronton de la gare Lille-Flandres actuelle ; il distingue une nappe de la craie et une nappe des alluvions sus-jacentes. Il est néanmoins probable que ces deux nappes soient généralement en communication au vu de la faible distance qui les séparent et de la discontinuité de l'interface craie/alluvions.

Pour l'étude préliminaire, on considèrera dans le secteur Lille-Flandres une nappe générale baignant les alluvions sableuses ainsi que les craies blanches et grises du Sénonien et du Turonien supérieur et dont le niveau varie entre +15 mNGF au niveau de l'arrière gare et +20mNGF en sortie de tunnel, soit à environ 5 m de profondeur.

Dans le cadre de la réalisation de l'enceinte étanche pour les parkings souterrains sous Euralille, de nombreux essais de perméabilité ont été entrepris sur la zone, avec les résultats suivants issus du rapport BRGM [5] :

Le rapport associé précise par ailleurs que :

« On remarquera que les sondages pour les essais de perméabilité n'ont pas mis en évidence de zone à très forte fracturation et donc à très forte perméabilité comme cela a pu être localement constaté lors des travaux de débranchement du Mongy. On ne peut cependant pas exclure ce genre d'occurrence sur un ouvrage de cette dimension. On retiendra seulement que ces problèmes sont ponctuels et traitables par injection. »

nature de sols	nombre de valeurs	plage des mesures en m/s	perméabilité moyenne en m/s
Remblais silteux	1		7×10^{-7}
Alluvions sableuses du Becquerel	2	$1,6 \text{ à } 1,7 \times 10^{-7}$	$1,6 \times 10^{-7}$
Silt argilo-sablonneux	6	$1 \text{ à } 54 \times 10^{-7}$	$1,3 \times 10^{-6}$
Craie altérée à infiltrations silteuses	1		9×10^{-8}
Craie altérée à fracturée	13	$1 \text{ à } 36 \times 10^{-6}$	5×10^{-6}
Craie grise et tun	2	$1 \text{ à } 13 \times 10^{-6}$	5×10^{-6}

Tableau 13. Perméabilité des différents horizons rencontrés sous Euralille, d'après [5]

A ce stade, on peut alors émettre les hypothèses de perméabilités suivantes :

- $K = 10^{-5} \text{ à } 10^{-6} \text{ m/s}$ pour la craie blanche fracturée du Sénonien (C4) et la craie grise du Turonien supérieure (C3c) ;

- $K = 10^{-7} \text{ à } 10^{-9} \text{ m/s}$ pour les marnes à alternances crayeuses du Turonien moyen et inférieur (C3b et C3a). Les bancs marneux formant des horizons étanches.

5.3.1.4 Caractérisations géotechniques

Les sondages disponibles sur la base de données InfoTerre permettent d'avoir une idée générale des niveaux d'interfaces et des caractéristiques géotechniques des horizons C4, C3c et C3b-a.

A ce stade, on est en mesure de différencier des horizons géomécaniques homogènes avec les épaisseurs suivantes :

Couche géologique	Sous-ensemble géotechnique	Description	Epaisseur [m]	
terrains superficiels / alluvions	R	Remblai		1 à 7m
	Lp / Lv	Silts +/- argileux à passées sableuses et granules de craie à la base	5 à 12	4 à 7m
	C4dec.	Craie décomposée / très altérée : Granule de craie dans un matrice marneuse		2 à 3m
C4	C4alt.	Craie blanche altérée / très fragmentée	12 à 16	5 à 10m
	C4frac.	Craie blanche fissurée à silex		2 à 7m
	Tun	Banc(s) de tun		0,3 à 0,8m
C3c	C3c	Craie massive gris-verte glauconieuse, localement fissurée, à silex, et bancs de tun / meule	~10	7 à 10m
C3b-a	C3b	Alternance de marne bleue argileuse compactes et de craie grise jaunâtre dur +/- friable	15 à 25	-
	C3a	Marne grise, tendre et plastique	10 à 15	-

Tableau 14. Epaisseur des couches géologiques et des sous-ensembles géotechniques

On constate alors que les interfaces entre les différents sous-ensembles de la formation C4 (couche décomposée avec granule, couche altérée et couche fissurée) ne sont pas toujours clairement identifiées et que l'interprétation des sondages dépend de la campagne de sondages et de l'outil utilisé.

Les données disponibles soulignent aussi un manque important d'information concernant les caractéristiques de la couche C3b-a, qui sera pourtant la plus impactées par le creusement en méthode conventionnel de la gare souterraine de Lille-Flandres.

Parallèlement, les études SOFRETU portant sur les lignes du Métro de Lille fournissent des coupes de sol place des Buisses et place de la Gare.

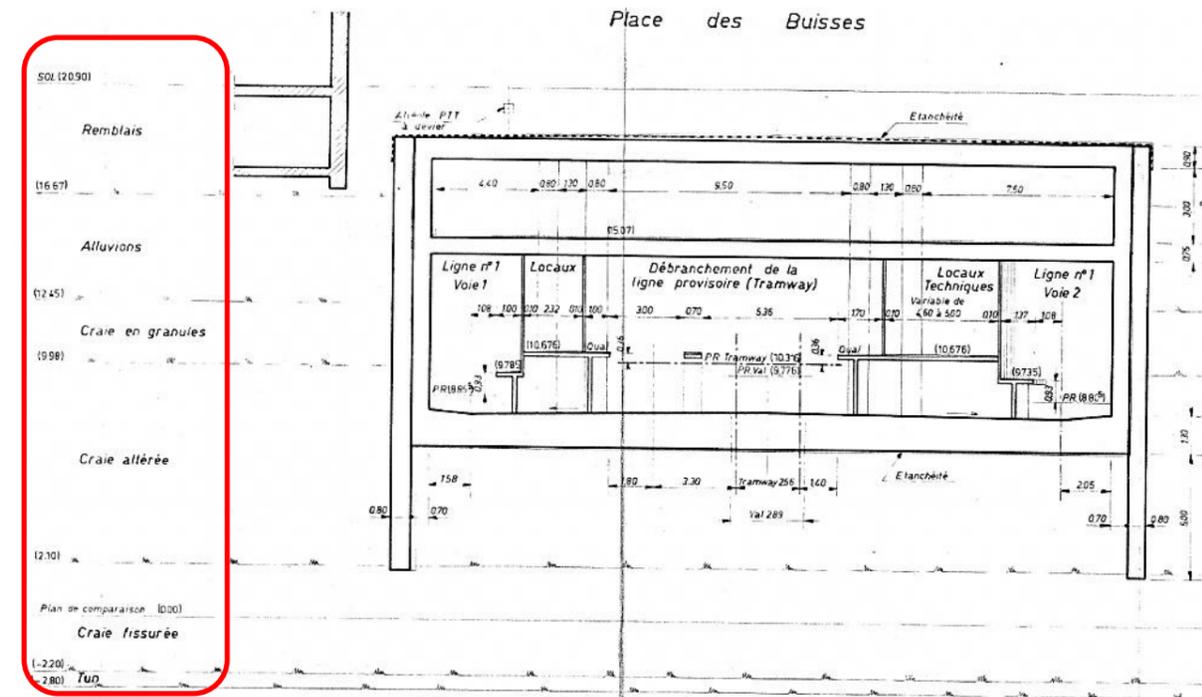


Illustration 60. Coupe des lignes 1 & 2 du métro Place des Buisses et Place de la Gare

Il existe peu de données sur le secteur de Lesquin, la plupart sont localisées dans le secteur de Lille-Flandres. Cependant, des données géomécaniques brutes des sondages géotechniques issus du site InfoTerre sont disponibles ; le tableau suivant propose alors une synthèse des fourchettes qui peuvent en être extraites :

Sous-Ensemble géotechnique	γ [kN/m ³]	PI [MPa]	E_M [MPa]	C' [kPa]	Φ_i' [°]	RC [MPa]	RQD [%]
R - Lp	~ 20	0,3 à 1,2	3 à 30	0 à 20	25 à 39	-	-
C4dec.	~ 20	0,3 à 1,3	3 à 25	5	28	-	0 à 15
C4alt.	~ 20	1 à 2,5	10 à 50	25	45	1,8 à 6,1	0 à 50
C4frac.	~ 20	3 à 5	30 à 250	-	-	3,5 à 5,2	20 à 90

Tun	-	-	-	-	-	4,8 à 4,9	5 à 20
C3c	-	> 5	50 à 600	-	-	3,6 à 4,8	60 à 100
C3b-a	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 15. Valeurs géomécaniques des différentes formations (issues d'InfoTerre)

Là encore, on recense une absence importante d'information concernant les caractéristiques de la couche C3b-a qui sera pourtant la plus impactées par le creusement en méthode conventionnel de la gare souterraine de Lille-Flandres.

En conclusion, les caractéristiques géomécaniques et hydrogéologiques des couches géologiques traversées sont encore mal connues ou imprécises au droit des zones qui seront réalisées en souterrain: une campagne de sondages géotechniques fournie et exhaustive sera nécessaire sur l'ensemble de la zone.

Une proposition de programme de reconnaissance visant à lever les principales incertitudes géologiques, géotechniques et hydrogéologiques est ainsi proposée en Annexe 2, il s'agit notamment de :

- Préciser la position et la nature des nappes (perméabilité par porosité ou par fracturation) et leurs oscillations ;
- Préciser la distribution spatiale des couches géologiques et en particulier du mur de l'horizon aquifère qui contient la nappe des craies du Sénonien ;
- Déterminer la fracturation et les caractéristiques de résistance et de déformation de chaque formation géologique traversée, et en particulier des marnes crayeuses C3b-a dont on n'a pas de connaissance géomécanique à ce stade ;
- Déterminer les paramètres géotechniques qui permettront de guider le choix de la technologie de tunnelier (densité, plasticité, granulométrie,...) ;
- Etudier la possibilité de revalorisation des matériaux extraits.

5.3.2 Aléas naturels et anthropiques

5.3.2.1 Structures enterrées

Quelques soient les structures enterrées potentielles dans le secteur, les profondeurs atteintes ne concernent à priori que le bâtiment voyageur, les accès, les puits et les tranchées. Le corps principal de la gare souterraine de Lille-Flandres et les entonnements ne devraient pas être impactés.

On peut lister à titre indicatif :

- les réseaux existants non répertoriés (eau, gaz, électricité, télécom,...) et les réseaux anciens oubliés,
- des anciennes fondations, d'éventuelles caves non répertoriées
- autres objets d'origine anthropiques (engins de guerre,...)
- la présence possible de structures en sous-sol liées aux anciennes fortifications Vauban :



Illustration 61. Emplacement des anciennes fortifications Vauban dans le secteur des Gares de Lille

Le recensement exhaustif de l'ensemble des structures enterrées connues sera indispensable dans les phases d'études postérieures. Il permettra de réduire d'autant les risques liés.

5.3.2.2 Cavités dans la craie

Le département du Nord est connu pour receler de nombreuses cavités souterraines utilisées pour l'exploitation de la craie encore appelées "catiches". Il existe également des cavités naturelles creusées par les infiltrations d'eau dans le sol.

Les cavités souterraines, et leur prise en compte au travers de l'aménagement et de l'urbanisme, constituent un problème préoccupant pour de nombreuses communes du fait de leur concentration et du caractère inéluctable de leur dégradation. En effet, ces cavités peuvent provoquer une déstabilisation du sol engendrant en surface des mouvements de terrain. Ainsi, plusieurs accidents causés par des instabilités de sol générées par la présence de cavités souterraines ont été observés depuis la fin des exploitations de carrière ; endommagement ou destruction de constructions, blessures plus ou moins graves aux personnes.

Les informations officielles disponibles sur le site <http://www.nord.gouv.fr> montrent, à travers les cartes d'aléas de Lille, d'Hellemmes et de Lesquin que le risque lié aux cavités souterraines peut être présumé nul sur l'ensemble des secteurs souterrains du tracé.

Une analyse exhaustive, lors des phases d'études ultérieures, des cavités répertoriées par le BRGM sur son site <http://www.cavites.fr/> devra s'assurer de la nullité de ce risque.

5.3.2.3 Sismicité

Le projet se situe en zone sismique faible (2 selon la nouvelle classification, Ib suivant l'ancienne réglementation).

Le dimensionnement des ouvrages devra intégrer les accélérations correspondantes, calculées à partir l'accélération maximale de référence $a_{gr} = 0,7 \text{ m/s}^2$, telle que définie par l'article R. 563-4 du code de l'environnement et son annexe.

5.3.2.4 Inondations

L'aléa inondation, que ce soit par débordement, ruissellement ou remontée de nappe est présent à Lille et à Lesquin. On trouve les cartographies d'aléas détaillées sur le site <http://www.nord.gouv.fr>.



Illustration 62. Photographie aérienne d'une crue de la Marque à 7 km de Lesquin

Lors des phases d'études ultérieures, il faudra intégrer les niveaux correspondant à cet aléa pour la conception du système de relevage des eaux, des volumes de stockage, des dispositifs de drainage, d'écoulement des eaux et des conditions de rejet, et ce pour les gares, puits et tranchées.

Ces niveaux de nappes EE « Eaux Exceptionnelles » devront en outre être retenus pour le dimensionnement du génie-civil des ouvrages souterrains à long terme.

5.3.3 Impacts sur la conception des ouvrages LRF et sur l'exécution des travaux

○ Creusement dans les formations crayeuses

La craie est généralement considérée comme un terrain très favorable à la réalisation d'ouvrages souterrains.

- La tenue de la craie est en général bonne comme on peut s'en rendre compte dans les nombreuses caves non soutenues creusées dans la craie.
- La craie massive a une perméabilité faible et les venues d'eaux sont pratiquement inexistantes.
- Enfin l'excavation est facile et la foration mécanique a permis, par le passé, d'améliorer les records de vitesses d'avancement (cf. percement du tunnel sous la Manche).

Cette appréciation optimiste doit néanmoins être tempérée, en particulier dans le cadre du projet LRF. Toutes les craies ne sont pas identiques et ne se présentent pas toujours de manière homogène. **Les zones altérées ou fracturées, surtout lorsqu'elles sont situées sous la nappe, peuvent constituer des passages difficiles à franchir.**

○ Creusement dans les formations argileuses

Dans le cadre du projet LRF, le creusement en méthode conventionnelle de la gare souterraine de Lille-Flandres s'effectuera aussi en grande partie dans les matériaux plus marneux des Dièves vertes et bleues.

Dans les argiles raides, qui présentent des similitudes aux marnes crayeuses des Dièves bleues et vertes, de très bonnes vitesses d'avancement avaient été atteintes lors du creusement de la ligne 1 bis. A contrario, sur ce même chantier, la rencontre d'argile plastique de Louvil a provoqué des colmatages qui ont considérablement ralenti le creusement.

○ Stabilité des ouvrages et impacts sur le choix des méthodes

Au préalable, on peut rappeler que le métro de la ligne 1 a été réalisés en tranchée à l'abris de parois moulées ancrées dans la craie, que le métro de la ligne 2 a été principalement réalisé au tunnelier, à la fois dans les horizons alluvionnaires superficiels et dans la craie plus localement et enfin que la gare TGV de Lille a été réalisée en méthode souterraine conventionnelle, avec une excavation phasée en demi-sections avec mise en place du revêtement à l'avancement après excavation de la demi-section supérieure.

Ouvrages réalisés à ciel ouvert

Pour les ouvrages réalisés à ciel ouvert (puits, tranchées), la présence des alluvions et craie molles sur une épaisseur qui peut atteindre de 15 m et le niveau de nappe relativement proche du TN (~5 m de profondeur) nécessitent la mise en place de soutènement lourd et étanche, de type parois moulées. Ces parois devront avoir une fiche suffisante pour assurer la butée à court et long terme, avec un ancrage dans les formations de craie plus résistante.

Par ailleurs, la présence de la nappe contraint à prévoir un allongement des parois pour assurer des fiches hydrauliques suffisantes vis-à-vis des risques d'instabilités hydrauliques. Le traitement des terrains pour former un « bouchon » étanche entre les parois est aussi envisageable.

Tunnel réalisé au tunnelier

Pour le tunnel, une excavation au tunnelier est tout à fait envisageable dans les alluvions et la craie avec une pressurisation du front à la boue qui s'avère nécessaire du fait que l'on se situe sous nappe.

Pour les entrées et sortie du tunnelier en gare de Lille-Flandres, des dispositions spécifiques devront être étudiées en fonction des conditions géotechniques et hydrogéologiques, de la couverture, de l'encombrement du sous-sol et du tissu urbain en surface.

Ouvrages réalisés en souterrains en méthode conventionnelle

Dans le secteur de Lille-Flandres, les ouvrages envisagés sont de grandes dimensions et en présence d'avoisnants sensibles. Sachant que la craie blanche du Sénonien est altérée en partie supérieure et contient un aquifère, il faudra privilégier une conception où la voûte des ouvrages exécutés en méthode conventionnelle reste à une distance suffisante du Sénonien altéré / fracturé, dont la base est repérée par le banc de Tun.

Quoiqu'il en soit, les voûtes pourraient se situées dans la formation du Turonien supérieure, craie grise perméables partiellement à complètement baignée par la nappe. En conséquence, des infiltrations plus ou moins importantes d'eau en voûte sont à anticiper pendant le creusement des demi-sup : il sera probablement nécessaire de traiter le terrain pour étanchéfier au mieux la voûte et/ou prévoir un drainage à l'avancement.

L'adaptabilité et les critères de choix des différentes méthodologies de réalisation des ouvrages par rapport aux contextes hydro-géologique et géomécanique sont étudiés en détail lors de la conception des ouvrages (§5.4 & §5.5).

○ Gestion des eaux en phase chantier

Les excavations des ouvrages peuvent conduire à un drainage de l'aquifère du Sénonien-Turonien supérieur. Afin de limiter et contrôler les effets de l'eau sur le chantier, les méthodes de travaux et la stabilité des ouvrages trois solutions peuvent être envisagées :

- Renforcement des terrains préalablement au creusement depuis la surface ;
- Renforcement des terrains à l'avancement ;
- Rabattement de nappe partiel ou généralisé.

Les solutions avec des renforcements de terrains préalables sont souvent utilisées dans les projets d'infrastructures souterraines, on trouvera une description des différentes méthodes existantes en ANNEXE 6. Ces méthodes peuvent néanmoins s'avérer coûteuses et très consommatrices d'emprises en surface, ce qui constitue parfois un point bloquant dans un contexte urbain dense tel que celui de la gare de Lille-Flandres.

A contrario, une solution de rabattement de nappe peut s'avérer très efficace, plus économique et surtout moins contraignante en terme d'emprise qu'une campagne de traitement de terrains, avec néanmoins certaines conséquences dans le contexte Lillois :

- Les pompages auront un rayon d'action, qui pour être utiles devront être effectifs jusqu'à la profondeur envisagée, pourraient dépassés le kilomètre ;
- Les aquifères des craies du Turonien et Sénonien étant très exploités, et notamment à proximité des ouvrages prévus, un rabattement pourrait impacter cette exploitation ;
- Ces rabattement induiront de tassements (a priori faibles dans la craie) qui viendront se cumuler aux tassements induits par le creusement ;
- Le rabattement pourrait éventuellement réduire la stabilité des cavités de la craie plus éloignées.

5.3.4 Points durs identifiés sur le tracé de référence

Le recensement des ouvrages existants avoisinants du projet devra être l'objet d'une étude complète et détaillée lors des phases d'études ultérieures, ainsi qu'expliqué au §5.2.6

- Ouvrages avoisinants de la traversée de Lille-Flandres

Les images ci-dessous sont issues de Google.

Traversée en souterrain à partir de Lille-Flandres	
Avoisnant – point dur	Illustrations
<p>L'avant-gares nord est prévue sous plusieurs bâtis anciens et rénovés, type R+3 à R+4.</p> <p>Au 21 Avenue le Corbusier, l'extrémité nord de la gare s'inscrit sous un bâtis R+6/7</p> <p>La présence de parkings souterrains n'est pas à exclure.</p>	 

Sous l'avenue le Corbusier, passage sous les lignes 1 et 2 du métro, et en particulier la gare souterraine Metro de Lille-Flandres ainsi que les lignes R et T du Tramway.

En particulier, l'arase inférieure de la dalle sous les voies de la ligne 1 se situe à environ +7 mNGF et la fiche des parois moulées descend jusqu'à environ +2 mNGF.

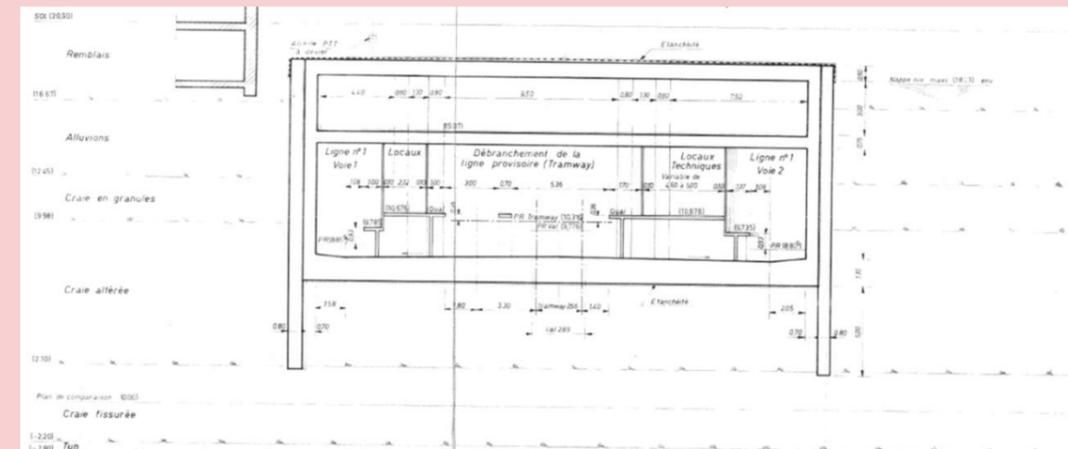


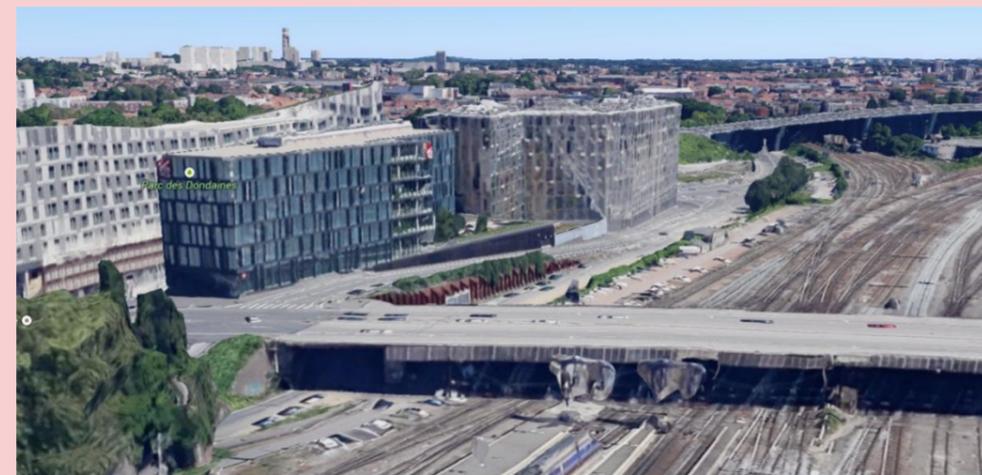
Illustration 63. Section de la gare de métro de la ligne 1 au droit du projet LRF [5]

Les parois moulées des parkings possèdent des tirants provisoires. En phase définitive, les poussées de terre sont reprises par la structure des ouvrages. Par endroits, les parois moulées interfèrent avec celles de la gare TGV.

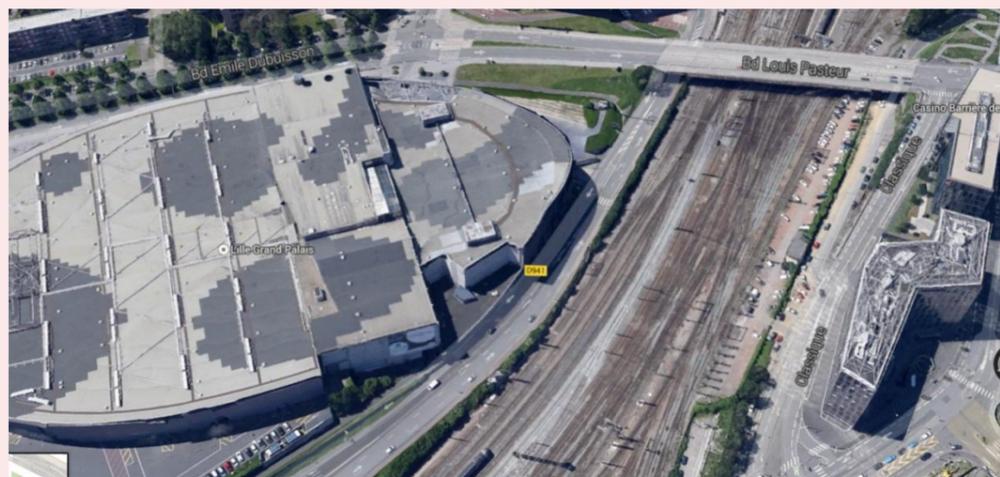
Voies ter
Bâtiment du
Tri postal et
passerelle sur
voies.



Pont du
Boulevard
Louis Pasteur,
Immeuble
Caisse
d'Épargne,
Natixis.



Passage à proximité du Grand Palais (Zénith) de Lille



Passage sous les voies ter et sous les fondations des viaducs de la D651 et de la N356 (profondeur inconnue)



Implantation de la tête sud, sous les voies et les fondations du pont de la rue Saint-Armant (profondeur inconnue)



Tableau 16. Avoisnants potentiellement impactés par la traversée de Lille

○ Ouvrages avoisnants de la traversée de Lesquin

A l'exception de la gare de Lesquin actuelle qui va être refaite et des voies de ter qui vont être ripées et enterrées dans la tranchée, il y a moins d'avoisnants potentiellement impactés par le projet LRF lors de la traversée de Lesquin et a priori aucun points durs, en témoigne cette vue générale en surface :



Illustration 65. Vue générale des avoisnants du tracé LRF [5]

Traversée en souterrain de Lesquin	
Avoisnant – point dur	Illustrations

Au 133 et au 135
rue Faidherbe



Boulevard du
petit Quinquin,
sous un PRA sous
la voie SNCF
existante : le
projet LRF s'inscrit
sous la D665
existante, tandis
que le
prolongement de
la voie TER doit
être assuré sur
l'actuelle PRA

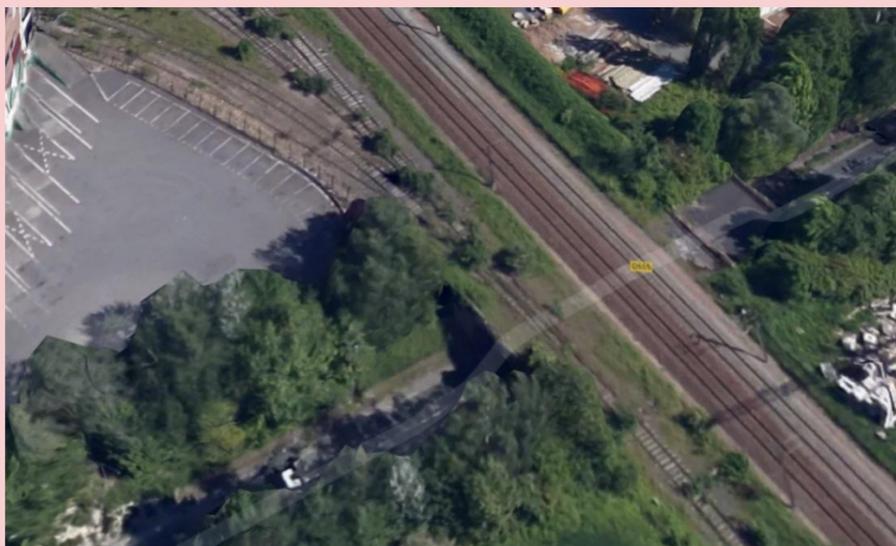
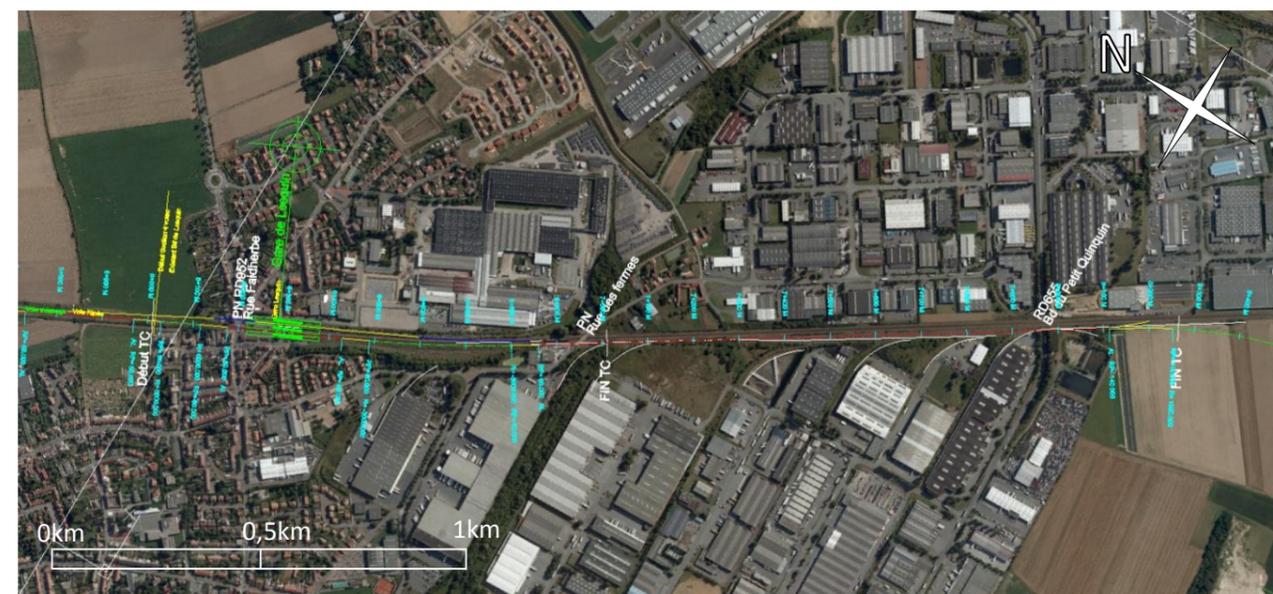


Tableau 17. Avoisnants potentiellement impactés par la traversée de Lesquin

5.4 Conception préliminaire de la traversée de Lesquin

La traversée de Lesquin en souterrain implique la réalisation d'une tranchée couverte à 4 voies, de section en double TC de 2 voies chacune, et de tranchées ouvertes, et ce sur environ 2,5 km du PK 5,9 au PK 8,4.

Au nord, il s'agit de raccorder la voie SNCF avec la nouvelle ligne LRF en amont de l'ouvrage enterré. Au sud, les deux axes se séparent progressivement en 2 x 2 voies, i.e. 2 voies LRF et 2 voies TER dès la sortie de la gare. La reprise de l'ancien réseau TER se fera au niveau du PRA du boulevard de Petit Quinquin.



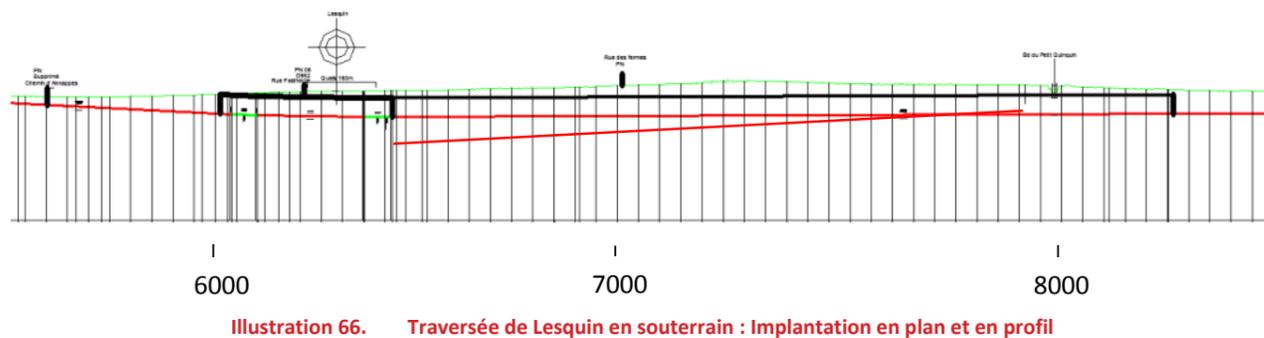


Illustration 66. Traversée de Lesquin en souterrain : Implantation en plan et en profil

Il faudra prévoir, lors des phases de conception ultérieures, d'étudier conjointement avec les tiers (RFF) concernés les rampes d'accès à la tranchée couverte en amont et en aval de la section enterrées.

5.4.1.1 Installations et logistique de chantier

A ce stade des études, la réalisation des ouvrages est à priori contrainte par la logistique travaux et par l'implantation des installations de chantier liées. La logistique d'évacuation des déblais et d'organisation des travaux devra cependant être étudiée dans le détail lors des phases d'études ultérieures.

Néanmoins, en première approche, on observe que l'espace nécessaire serait à priori disponible la plupart du temps le long des ouvrages et qu'une piste pourrait y être aménageable. Par ailleurs, on identifie déjà plusieurs points d'entrées logistiques éventuels :

- La voie SNCF existantes, si un acheminement des matériaux par transport ferroviaire est envisageable ;
- La D952, avec l'avantage de juxtaposer la future zone de chantier de la gare, mais avec l'inconvénient de traverser des quartiers résidentiels ;
- Le boulevard du petit Quinquin, plus éloigné de la gare mais aussi des quartiers résidentiels ;
- Au milieu, la rue des fermes.

A ce stade, on peut prévoir que 3000 à 5000 m² seront nécessaires pour l'ensemble des installations de chantier le long de la tranchée (emprise disponibles à étudier et à faire confirmer), et ce selon les délais de réalisation imposés et le nombre d'ateliers nécessaires.

5.4.1.2 Types d'ouvrages

Les ouvrages principaux de la traversée de Lesquin seront réalisés en tranchée couverte. Le principe de creusement et de soutènement de la tranchée couverte en paroi moulée sont rappelés en ANNEXE 3.



Montage du tunnelier - Station Louis-Constant



Station Wasquehal Centre

Illustration 67. Tranchées couvertes réalisées par Solétanche Bachy, ouvrages ligne 2 section F du métro de Lille

En raison des contraintes exposées au §0, 3 puits d'accès au secours seront probablement nécessaires tout au long de la traversée en souterrain au sud de la gare (TC uniquement).

A contrario, la section en TC au nord de la gare étant de longueur inférieure à 800 m, aucun puits ne sera nécessaire.

5.4.1.3 Phasage travaux

La voie SNCF existante sera ripée quelques mètres à l'Est puis approfondie afin d'être intégrée à la tranchée couverte selon le phasage proposée par RFF dans le document [4].

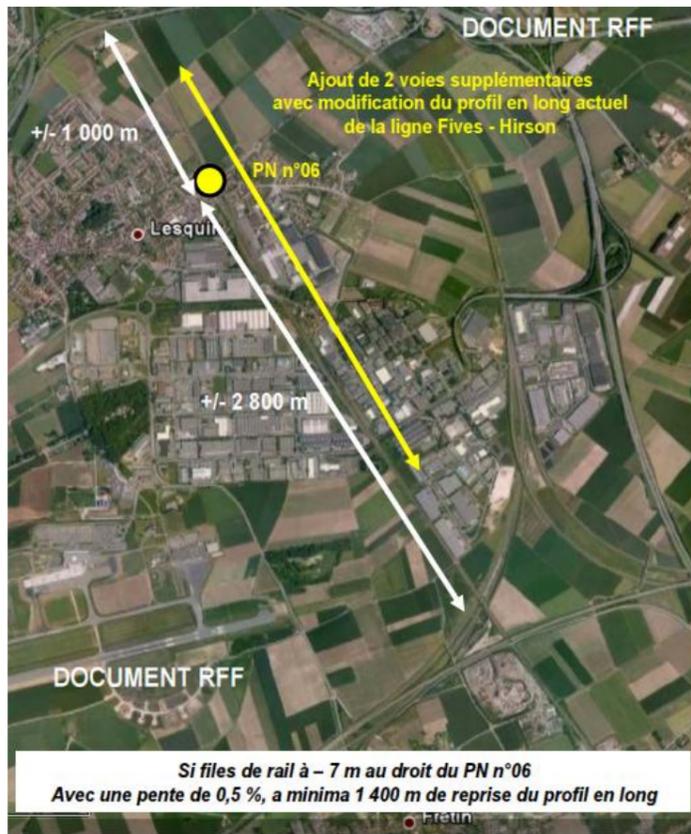


Illustration 68. Phasage de travaux proposé par RFF pour le déplacement de la ligne existante en TC

5.4.1.4 Géométrie des ouvrages

En première approche, 7 secteurs types ont été définis en section courante :

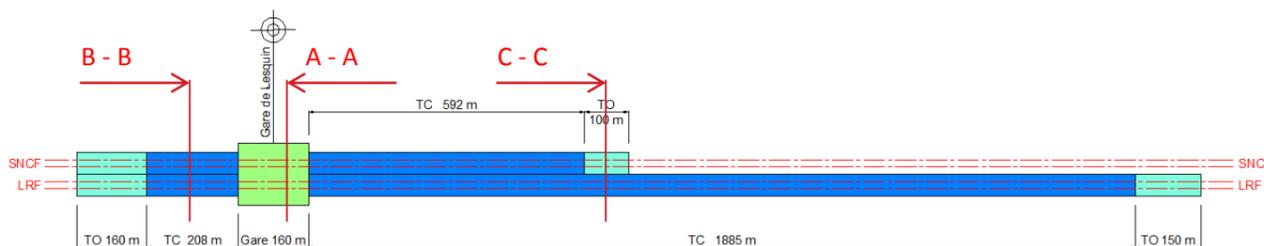
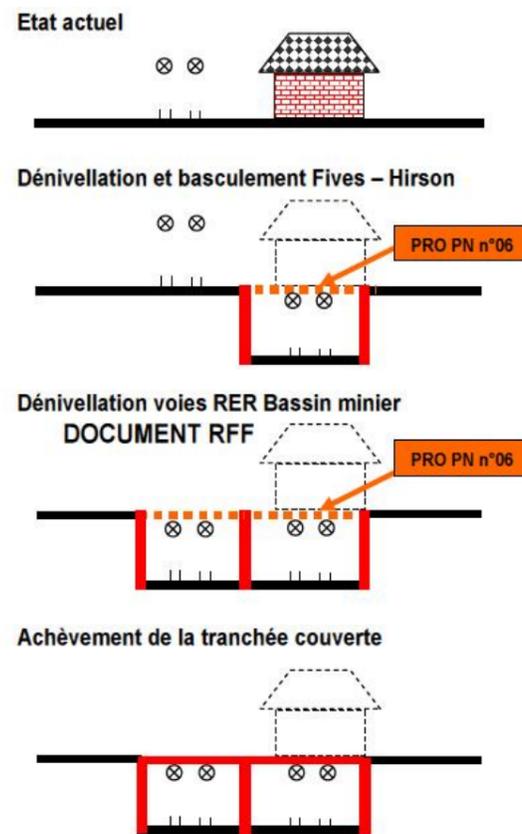


Illustration 69. Secteurs de section type de la traversée Lesquin

○ Sections types

Du fait d'un phasage de travaux prévoyant, pour le ripage des voies SNCF existantes, la réalisation d'une tranchée après l'autre, trois parois moulées sont à minima nécessaires, dont une paroi centrale qui sépare les ouvrages en deux tranchées couvertes. Par ailleurs, outre les contraintes évoquées liées au phasage travaux, la longueur des portées impose un appui intermédiaire.



En gare, des ouvertures régulières de ce mur central permettront des circulations entre les voies accolées au quai central.

La côte plateforme varie entre +37 mNGF à l'entrée Nord, +34 mNGF en gare et +35 mNGF à l'entrée Sud, soit entre 16 et 7 m de profondeur. En gare, la présence des quais impose une largeur totale d'environ 42 m.

Ci-dessous un aperçu des différentes géométries des ouvrages élémentaires, on retrouvera par ailleurs chacune des coupes types à l'échelle 1/200 en Annexe.

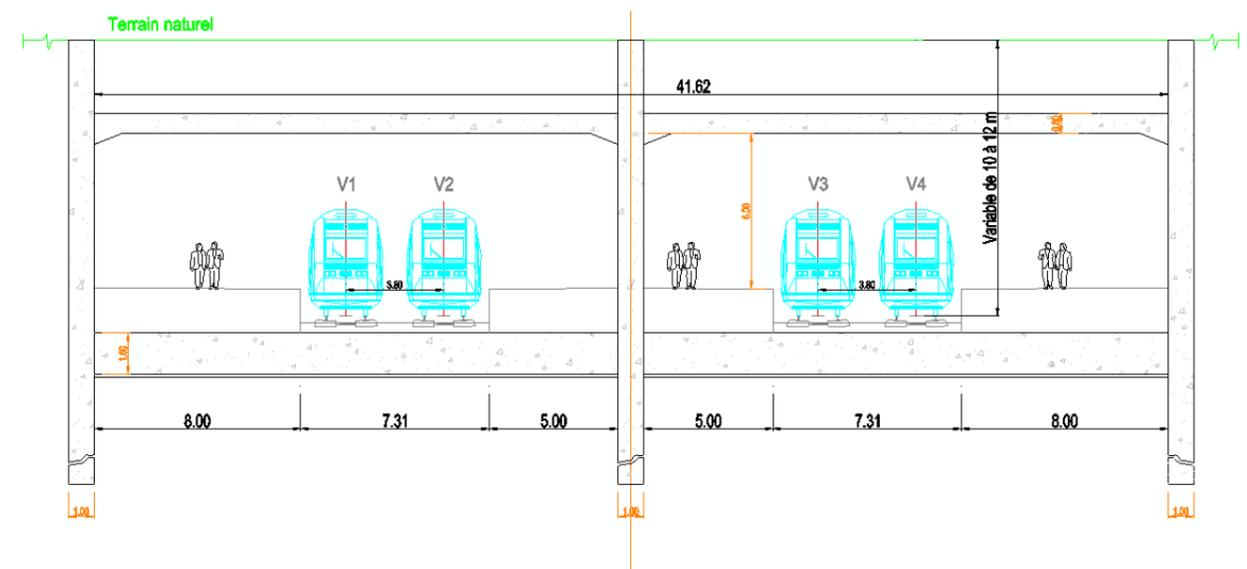


Illustration 70. Coupe GC de la gare de Lesquin (Coupe A-A)

En section courante, la section sera constituée de deux TC accolées d'environ 10 m chacune afin de garantir un cheminement piéton. Une largeur minimale permettra la mise en place de murs ou de piles à mi-distance, et ce afin de diminuer les portées en charge.

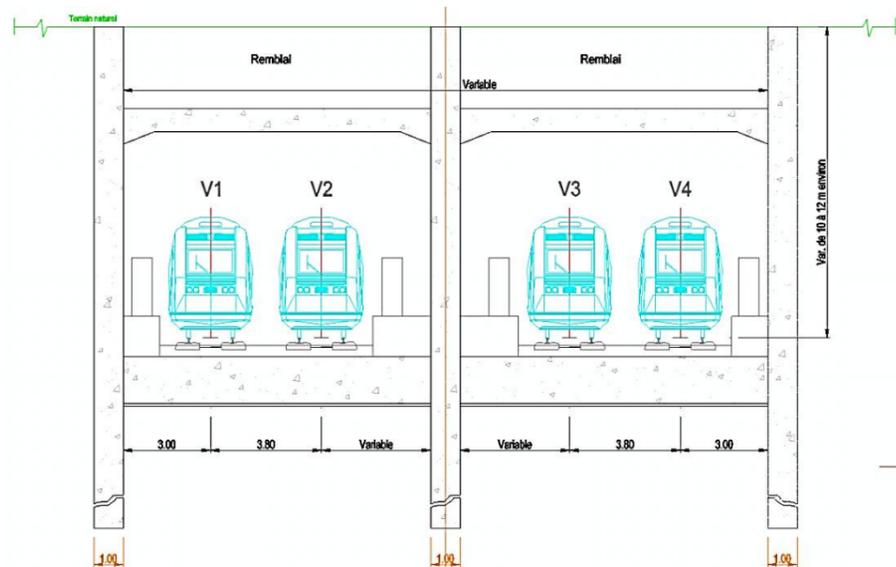


Illustration 71. Coupe GC de la section courante de la traversée de Lesquin en TC à 4 voies (Coupe B-B)

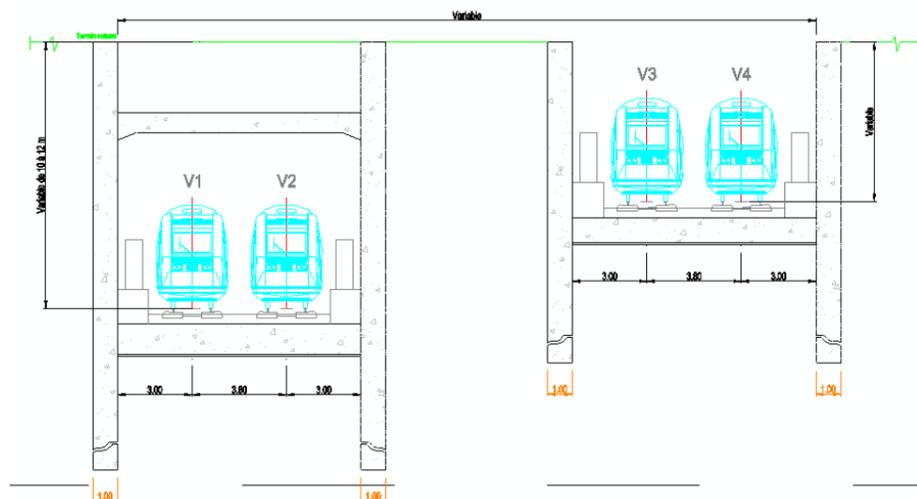


Illustration 72. Coupe GC de la section en TC et TO lorsque la voie SNCF remonte au sud de Lesquin (Coupe C-C)

On trouvera dans les §5.6 Gestion des déblais, §Erreur ! Source du renvoi introuvable. Erreur ! Source du renvoi introuvable. et §5.7.11 e détails des estimations à prévoir pour la réalisation de ces ouvrages.

5.5 Conception préliminaire de la traversée de Lille

Une analyse en grosse maille du phasage général des travaux permet de découpler les travaux de génie-civil des ouvrages en au moins deux chantiers distincts qui peuvent être conduits en parallèle:

- La gare de Lille-Flandres, l'arrière-gare au nord et l'entonnement au sud peuvent être réalisés depuis un ou plusieurs puits de travaux implantés au droit de l'actuel bâtiment du Tri-Postal : **Pk - 0,3 à Pk + 0,5 soit environ 800 m ;**
- La section courante en tunnel et les ouvrages annexes qui y sont associés peut être réalisé indépendamment des ouvrages de la gare, avec une installation principale à la tête Sud : **Pk +0,5 à Pk +2,5 soit environ 2 km.**

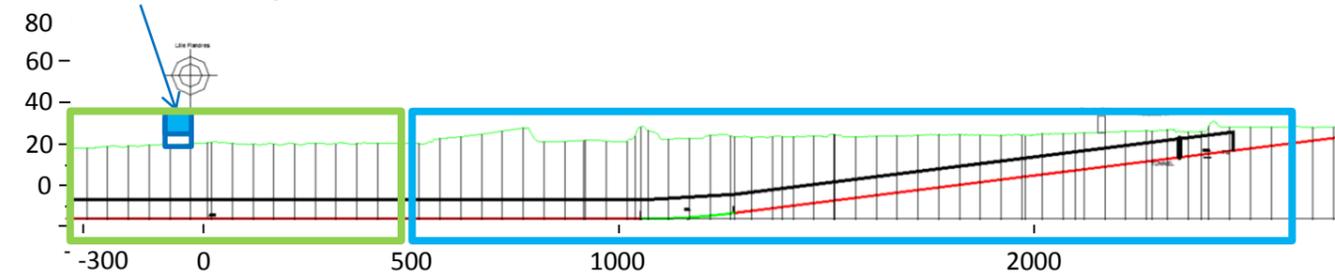
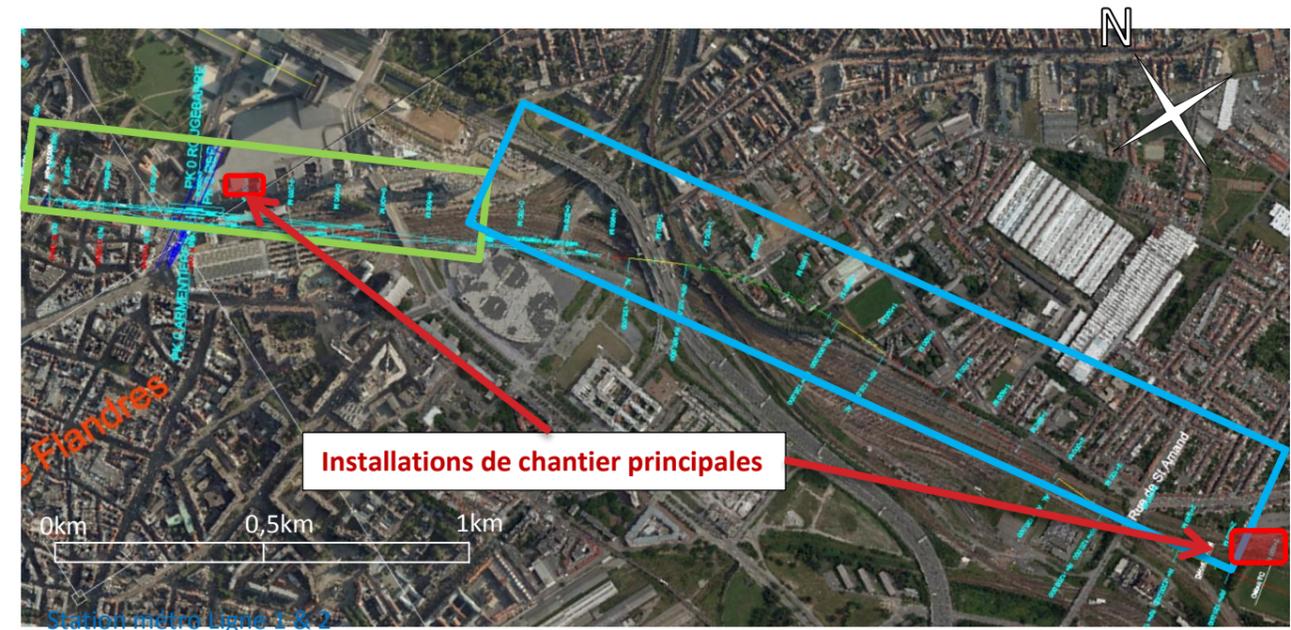


Illustration 73. Traversée de Lille en souterrain : Secteurs d'étude

5.5.1 Tunnel monotube et ouvrages annexes

La section courante du secteur Sud de la traversée de Lille en souterrain, aura une longueur d'environ 1,8 km, entre l'entonnement et les ouvrages en tranchée couverte de la tête Sud. Comme précédemment énoncé, une évaluation préliminaire a préalablement conduit à retenir le scénario où le creusement se fera avec un tunnelier en monotube double-voies si toutefois les longueurs prévues en souterrain sont confirmées.

Afin de répondre au dimensionnement fonctionnel de la section courante tel que présenté au §5.2.3, un diamètre d'excavation de 11 m et surface excavée de 94,2 m² sont considérés.

5.5.1.1 Logistique et installations de chantier

Le sens de creusement au tunnelier est principalement contraint par la logistique travaux et par l'implantation des installations de chantier liées :

- L'espace disponible pour une implantation dans le secteur des gares de Lille et plus spécifiquement sur l'avenue Willy Brandt est limité. Hors il faut prévoir de déjà venir y implanter les installations de chantiers liées au puits principal puis à la future gare souterraine de Lille-Flandres.
- Par ailleurs les installations de chantiers spécifiques au tunnelier pourraient nécessiter une centrale de traitement du fait d'un marinage hydraulique et d'une zone pour l'assemblage du tunnelier : elles seront gourmandes en espace et pourront engendrer des nuisances importantes, et ce notamment pour assurer l'évacuation continue des déblais (par camions ou bandes transporteuses).
- Enfin, le calibrage de la conduite du tunnelier afin d'apprendre à maîtriser le confinement peut nécessiter 100 à 200 m et il est souhaitable qu'il se situe dans une zone moins sensible.

A ce stade, il a été retenu de réaliser le tunnel au tunnelier depuis la tête Sud où sera implantée la base d'installation du tunnelier.



Illustration 74. Zone d'implantation de la base d'installation chantier du tunnelier

On peut prévoir que 4000 à 7000 m² seront nécessaires pour les installations de chantier du tunnelier, selon le type de tunnelier et l'agencement des circulations. Leur implantation ne pose a priori pas de difficultés majeures à proximité de la tête Sud si l'on considère qu'une partie des terrains sportifs peut être acquise.

Il sera essentiel de confirmer la possibilité d'acquisition d'une partie du terrain de sport situé à la tête Sud afin d'y installer la base de chantier principale du tunnelier.

Des installations dédiées spécifiquement aux puits d'inter-gare seront aussi à prévoir dans les zones où seront implantées ces ouvrages. A ce stade, on pourra retenir une surface entre 500 et 1000 m².

La valorisation et l'évacuation des déblais depuis leur zone de stockage tampon devront faire l'objet d'une analyse spécifique lors des phases d'études ultérieures.

5.5.1.2 Technologie de creusement mécanisé au tunnelier

- Rappel du contexte environnemental

D'un point de vue géologique et hydrogéologique, depuis la tête sud, le profil en long du tunnel est susceptible de rencontrer successivement;

- PK 2400 à 2000 : la craie blanche fracturée du Sénonien (C4) en voûte, a priori peu altérée et la craie grise du Turonien supérieure (C3c) jusqu'au radier, lui-même au toit du Turonien moyen. L'ensemble de ces terrains étant baigné par une nappe exploitée (perméabilités moyennes 10⁻⁵ à 10⁻⁶ m/s).
- PK 2000 à 1500 : la craie grise du Turonien supérieure (C3c) en voûte, pouvant receler des bancs de Tun et de silex et les marnes à alternance crayeuses du Turonien moyen (C3b) jusqu'au radier. Seul le Turonien supérieur est baigné par une nappe (perméabilités ~ 10⁻⁶ m/s).
- PK 1500 à 500 : les marnes à alternances crayeuses du Turonien moyen et inférieur (C3b et C3a). Les bancs marneux formant des horizons étanches (perméabilités moyennes de 10⁻⁸ à 10⁻⁹ m/s), les poussées dues à l'eau devraient réduire voire s'annuler avec la profondeur.

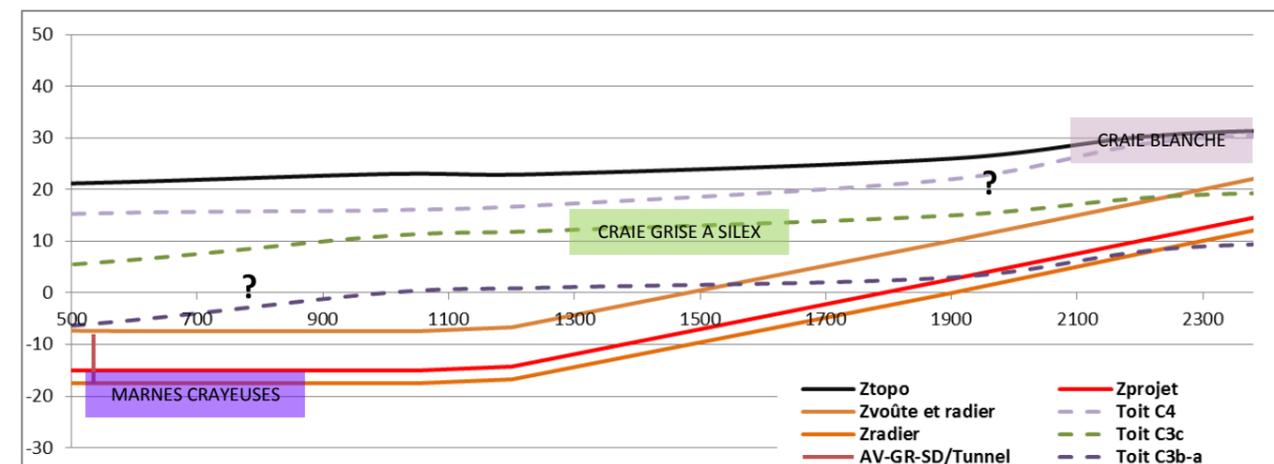


Illustration 75. Géologie traversée par le tunnelier

Parallèlement au contexte géologique et hydrogéologique précédemment décrit, le creusement au tunnelier est contraint par un urbanisme dense et complexe en surface (ouvrages sensibles, fondations et parking souterrains), et en particulier par plusieurs traversées relativement longues sous les voies SNCF existantes.

- Type de technologie adaptée

Sur la décennie en cours, le creusement mécanisé des tunnels a connu de très grandes améliorations technologiques qui font aujourd'hui des tunneliers une méthode de premier choix pour des projets réalisés dans un environnement urbain. Cette méthode permet en effet de contrôler la réalisation de l'excavation et de minimiser les impacts sur ouvrages avoisinants.

A ce stade, la sélection d'une machine de creusement spécifiquement adaptée au contexte Lillois considère les critères principaux suivants :

- Pour soutenir les terrains encaissant à l'avancement et limiter les déformations, **le tunnelier devra travailler avec un bouclier à confinement**, c'est-à-dire en « mode fermé »: cela signifie que la chambre

d'excavation doit être en permanence remplie par un matériau confiné à une pression suffisante : il s'agit soit du terrain excavé reconditionné dans le bouclier (cas pression de terre ou EPB) soit de boue préparée en surface (cas pression de boue ou Slurry hydroshield).

- La puissance électrique fournie à la machine doit pouvoir assurer une puissance mécanique de creusement tout en garantissant la pression de confinement nécessaire au soutènement du front.
- Des procédures de creusement et de sécurité doivent être définies préalablement au début des travaux et rigoureusement respectées lors de l'excavation.
- Il faut parallèlement définir et mettre en place des mesures préventives afin de réduire les risques liés au creusement.
- Les risques résiduels devront être évalués et gérés grâce à un programme d'instrumentation exhaustif et adapté, ainsi que par la définition préalable de mesures d'urgences.

Les principaux types de machine de creusement avec application d'une pression de confinement au front pouvant être utilisées pour le projet LRF sont présentées ci-dessous :

Légende:

- 1) roue d'abattage, 2) corps du bouclier, 3) Vérin de poussée, 4) Erecteur à voussoirs, 7) Chambre d'excavation, 8) Cloison étanche, 11) Vis de marinage, 13) Sas personnel, 14) Axe d'alimentation 15) Axe des déchets

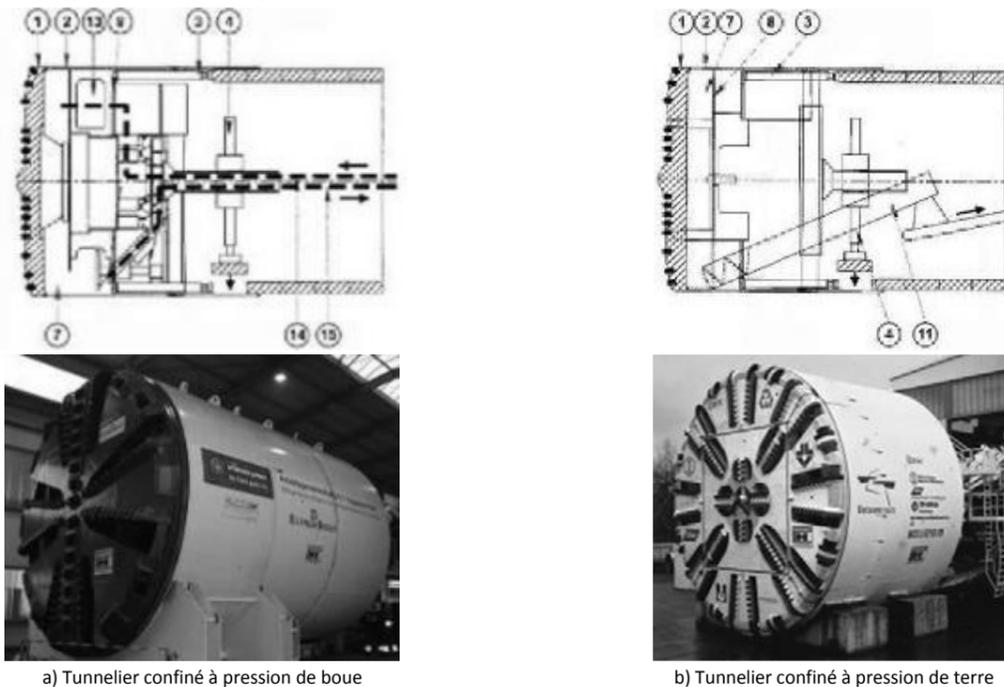


Illustration 76. Principaux types de tunnelier à pression de confinement adaptée au LRF.

Afin de guider le choix de la technologie du tunnelier il sera nécessaire, lors des phases d'investigations géotechniques à venir, d'évaluer certains critères déterminants tels que :

- la granulométrie (notamment le pourcentage de fines), la saturation et la perméabilité des matériaux à excaver ;
- la connaissance des dimensions et de l'impact des fronts mixtes ;
- la présence de blocs ou d'éléments durs de grandes dimensions ;
- l'abrasivité des terrains ;

- les pressions hydrostatiques attendues au front.

A ce stade, une évaluation préliminaire d'après l'approche EC 7 de Broere permet d'encadrer les besoins les pressions de confinement minimales à appliquer au front ; celles-ci oscilleraient **entre 0,1 et 0,5 MPa** (à l'axe) selon la profondeur du tunnelier :

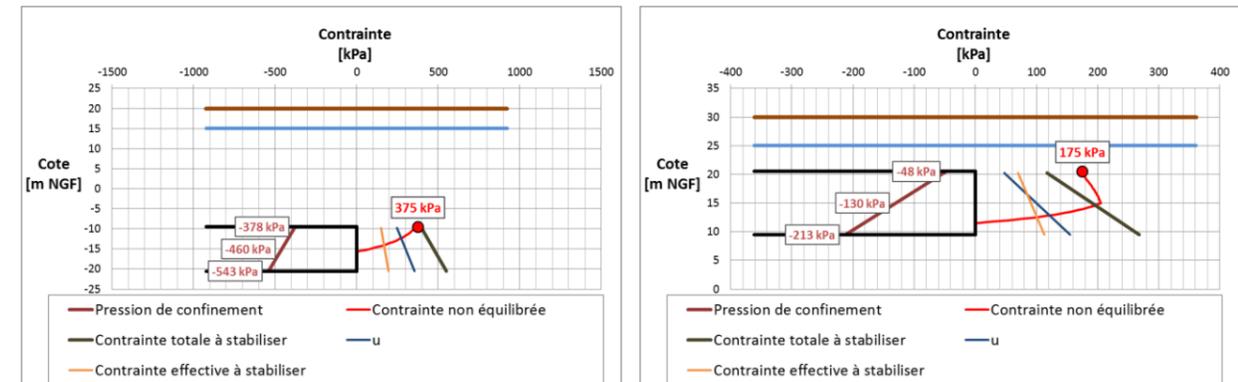


Illustration 77. Estimation préliminaire des pressions de confinement

5.5.1.3 Ouvrages de tête et ouvrages annexes

- Tête du tunnel

Le tunnelier sera réalisé à partir d'une tranchée couverte et ouverte qui sera creusée depuis la surface. Cette tranchée est implantée sur un terrain de sport au sud du tunnel (rugby) et s'enfoncera progressivement vers le nord jusque sous les voies SNCF en exploitation, avec une pente à 2,5‰.



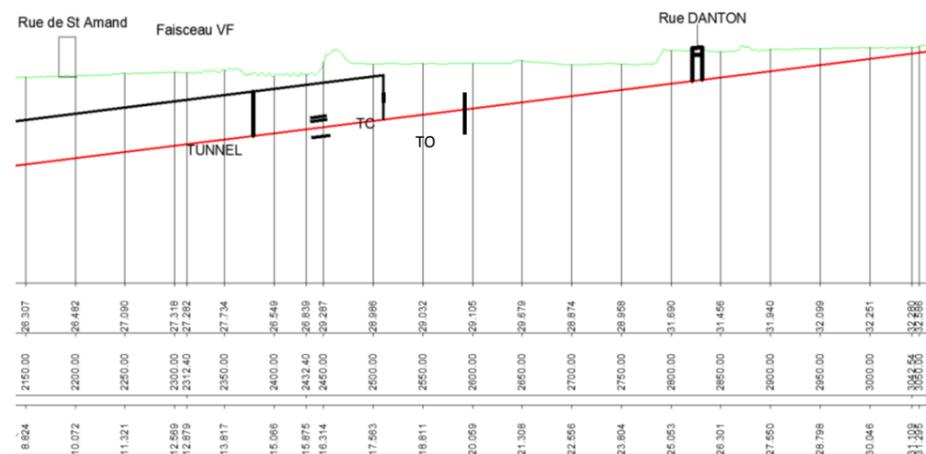


Illustration 78. Implantation et profil en long de la tranchée de la tête Sud du tunnel

La méthode de réalisation de la tranchée couverte sera similaire à celle décrite en ANNEXE 3.

○ Tympan du tunnel

Le tympan du tunnel est au PK 2+380, pris en sandwich par des voies ferrées, et sous environ 5 m de couverture.

L'entrée en terre du tunnelier au niveau du tympan peut s'avérer délicate dans ce contexte. Elle nécessitera probablement des solutions spécifiques. En effet, il s'agit de garantir une bonne mise en confinement du tunnelier, pour soutenir les terrains sans pour autant les soulever : des traitements de terrains au niveau du tympan ou une mise sous cloche sont autant de solutions qu'il faudra analyser dans les phases d'études ultérieures.



Illustration 79. Exemple du tympan sous cloche pour le prolongement du métro B vers Oullins à Lyon

○ Puits d'inter-gares

Les ouvrages annexes concernent les puits inter-gares dont les fonctions sont :

- De permettre l'accès des secours au tunnel en cas d'incident,
- D'assurer la ventilation et le désenfumage du tunnel.

Outre ces fonctions premières, les ouvrages annexes constituent également des espaces potentiels d'accueil des équipements nécessaires au fonctionnement de l'infrastructure de transport, évitant ainsi le recours à des niches. Ces éléments, ainsi que les contraintes d'implantation en surface, conditionnent le dimensionnement fonctionnel des puits.

A ce stade de l'étude, on considère que chaque puits de secours est équipé de dispositif d'évacuation voyageurs et de systèmes de ventilation. Plusieurs types de conception de puits pourront être envisagés dans les études ultérieures afin de répondre à l'ensemble de ses fonctions :

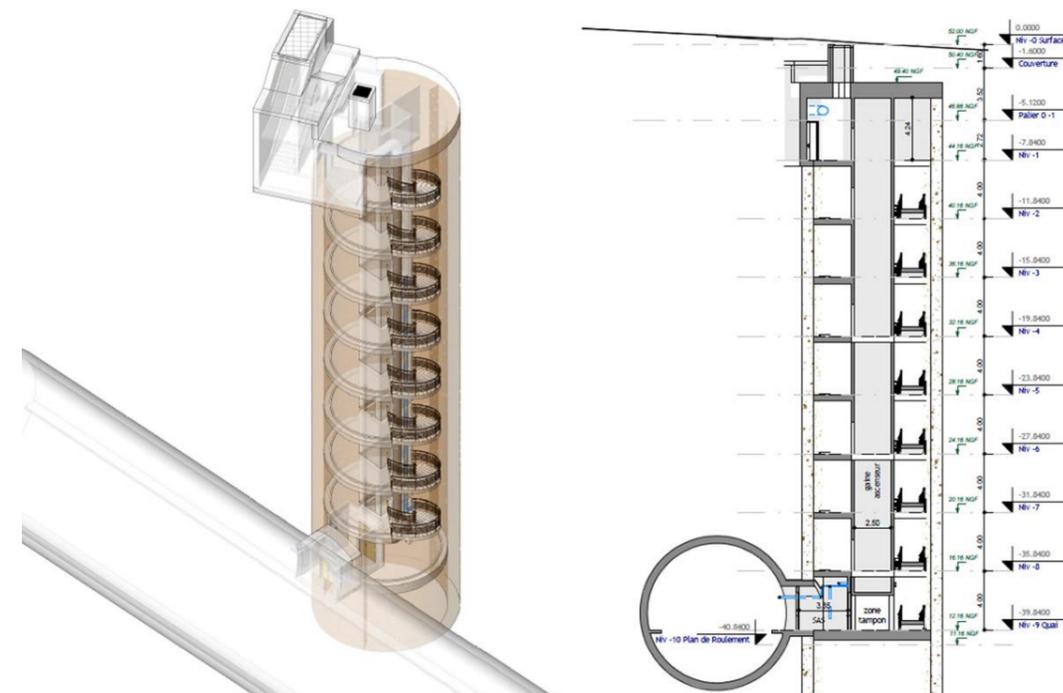


Illustration 80. Exemple de puits de secours circulaires

Afin d'assurer la sécurité des usagers selon les critères réglementaires tel que définis au §0, à minima 2 puits d'accès aux secours devront être réalisés pour les 2 km de longueur en souterrain entre le puits d'accès à la chambre de démontage du tunnelier et la tête sud du tunnel (800 m maximum entre accès sécurisé). Les zones d'implantations à prévoir dans le contexte du secteur de gares de Lille pour ces ouvrages sont :

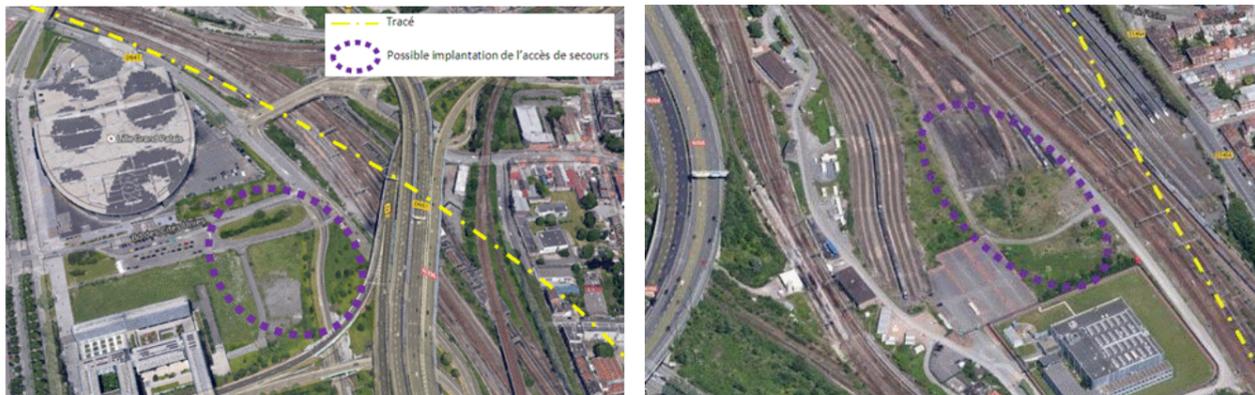


Illustration 81. Implantation possible des puits d'accès aux secours

5.5.2 Secteur de la Gare de Lille-Flandres

5.5.2.1 Installations et logistique de chantier

Le scénario de base présenté dans cette note considère une gare souterraine sous la station actuelle « gare de Lille » du métro.

La réalisation des ouvrages LRF du secteur de la future gare souterraine de Lille Flandres est très contrainte :

- par l'emprise des installations de chantier et les nuisances engendrées pour les riverains ;
- par la logistique travaux et les nuisances liées aux circulations d'engins en ville qui en découlent ;
- par la présence de nombreux avoisinants dont certains particulièrement sensibles (voies SNCF, gare du métro, parking souterrains,...).

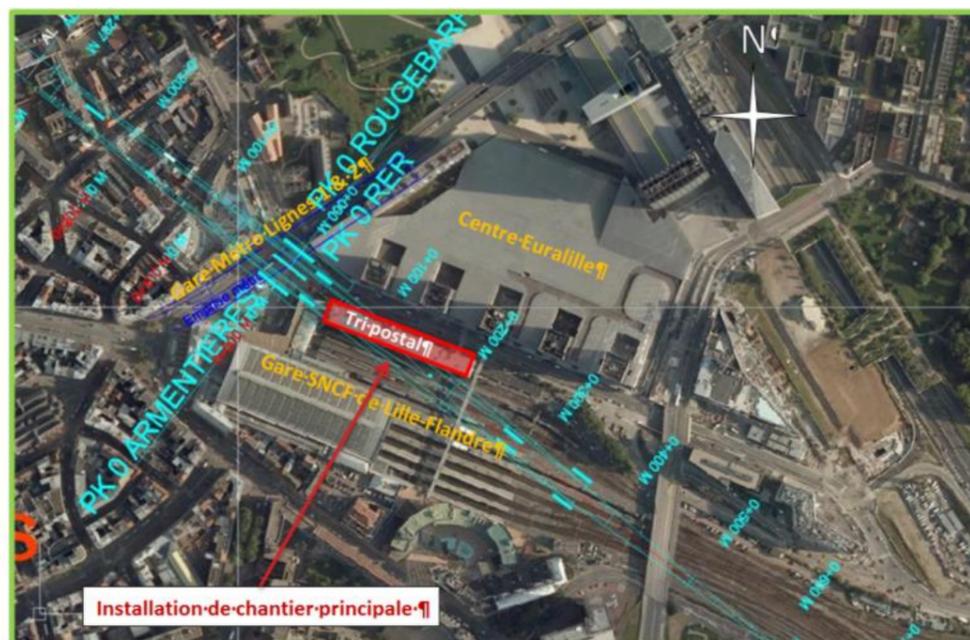


Illustration 82. Ouvrages LRF du secteurs de la future gare souterraine de Lille Flandres

Illustration 83. Ouvrages LRF du secteurs de la future gare souterraine de Lille Flandres

- Installation de chantier principale

A ce stade, on peut prévoir que 3000 à 5000 m² seront nécessaires pour les installations de chantier selon les délais de réalisation qui seront imposés.

La surface de l'actuel bâtiment du Tri Postal qui sera détruit pour le projet fait approximativement 3000 m². Cette emprise permettra l'implantation du cœur des installations de chantier vouées à la réalisation des ouvrages du secteur de la gare.

Néanmoins, au vu des volumes d'excavations nécessaires à la réalisation de l'ensemble des ouvrages souterrains de ce secteur, il faudra envisager de récupérer des espaces d'emprise supplémentaire s'il l'on veut proposer des délais plus raisonnables de réalisation. Il faudrait par exemple étudier la possibilité d'utiliser, pour la durée des travaux, l'espace supplémentaire d'environ 1000 m² situé au sud du bâtiment.

Au vu de la complexité de la logistique de chantier, du phasage travaux, de la géométrie et des dimensions des ouvrages envisagés, qui découle de la configuration de la gare et de l'avant-gare sud, il est nécessaire d'envisager un puits travaux d'environ 2000 m², dans lequel pourra s'inscrire toute la largeur de la gare et une partie des ouvrages de l'avant-gare sud.

Ce puit, qui constitue le point d'entrée principal pour les travaux des ouvrages de Lille-Flandres, est alors indispensable pour fiabiliser le phasage, la logistique et le planning de construction au stade des études préliminaires. Ce puit pourra en outre accueillir une partie des espaces nécessaires à la circulation des différents flux (voyageur, ventilation, secours, PMR,...) en phase définitive. Il est représenté par un **losange vert** sur le plan d'implantation ci-dessous :

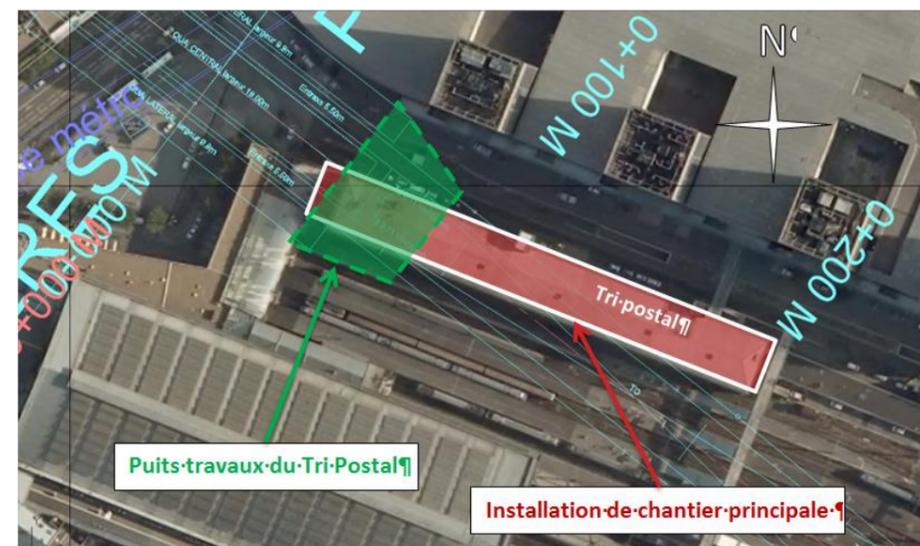


Illustration 84. Implantation envisagée pour le puits principal de travaux et pour la base d'installation de chantier principale

Pendant et après les travaux, la circulation sur l'avenue Willy Brandt se fera sur la dalle supérieure qui refermera partiellement le puit. Il faudra prévoir un rétablissement de voies phase par phase pour garantir à minima une circulation alternée : certaines voies routières devront être temporairement neutralisées.

Cette configuration nécessitera aussi de neutraliser temporairement 1 à 2 voies SNCF ; un accord préalable avec l'exploitant tiers conditionnera alors la faisabilité de l'opération.

○ Installation de chantier secondaire

Afin de permettre de fiabiliser les délais de réalisation du tunnel, en particulier pour éviter les risques d'immobilisation du tunnelier à son arrivée au niveau de l'entonnement (le creusement se faisant du Sud au Nord), il est nécessaire d'envisager la réalisation préalable d'une chambre de démontage dont l'accès ne dépend pas de la réalisation des ouvrages de la gare.

Pour permettre d'accéder à cette future chambre de démontage qui sera située au nord du bâtiment du Zénith et sous les voies SNCF, il faut préalablement réaliser un puits et une galerie d'accès.

Parallèlement, cet accès permettra d'ouvrir un deuxième front d'attaque pour les ouvrages conventionnel de l'entonnement par le Sud. Ce deuxième front permettra de limiter la complexité de l'organisation des chantiers dans la base principale du Tri Postal et de mieux maîtriser ainsi les délais de réalisation des ouvrages de la gare.

Deux possibilités pour une zone d'implantation du puits d'accès secondaire et de l'emprise de chantier attenante sont proposées ci-dessous :

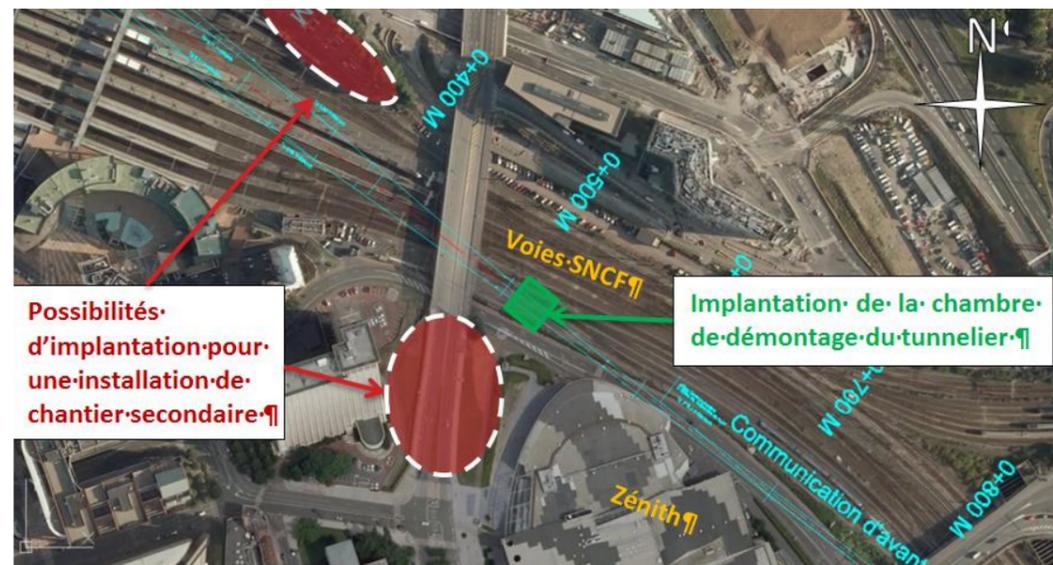


Illustration 85. Implantation possible pour la base d'installation de chantier secondaire

Il est à noter que la solution nord présente l'avantage de se situer du même côté des voies et à proximité immédiate de la base d'installation de chantier principale. Néanmoins la solution sud est plus proche de la chambre de démontage du tunnelier et permettrait ainsi une longueur plus raisonnable pour la galerie souterraine de raccordement entre le puits secondaire et la chambre.

○ Logistique de chantier

La logistique précise d'évacuation des déblais et d'organisation des travaux devra être étudiée en détail lors des phases d'études ultérieures afin de fiabiliser la conception proposée ici pour la réalisation des ouvrages de la gare. A ce stade, on peut déjà identifier deux axes et points d'entrées éventuels :

- Les voies SNCF existantes, si le transport ferroviaire des matériaux est envisageable ;
- L'avenue Willy Brandt ou l'avenue Le Corbusier qui permettent de se raccorder rapidement aux grands axes de l'agglomération Lilloise.

Pour l'accès à la zone d'installation de chantier secondaire, l'accès à la rue Javary ou au bd. E. Dubuisson permettent également un raccord rapide aux grands axes routiers de l'agglomération Lilloise.

5.5.2.2 Phasage général des travaux

A ce stade des études, il est proposé le phasage général des travaux suivant pour l'ensemble des ouvrages de la future gare souterraine de Lille-Flandres:

- Phase 0 :** Mise en place des bases d'installations de chantier ;
- Phase 1 :** Réalisation des différents puits travaux : le puits de la base d'installation principale et le puits pour la base d'installation secondaire (cf. Illustration 84 et Illustration 85), puis réalisation des galeries d'accès au droit des différents fronts d'attaque ;
- Phase 2 :** Creusement des ouvrages en méthode conventionnelle, première phase:
- Le corps principal de la gare souterraine sera ensuite excavé en méthode conventionnelle à partir de l'accès par le puits travaux de la base principale ;
 - L'entonnement sud est excavé en méthode conventionnelle à partir du puits travaux de la base principale, en direction du sud ;
 - La chambre de démontage du tunnelier est excavée en méthode conventionnelle à partir du puits travaux de la base secondaire ;
- Phase 3 :** Creusement des ouvrages en méthode conventionnelle, deuxième phase:
- L'entonnement sud est excavé en méthode conventionnelle à partir du puits travaux de la base secondaire, en direction du nord ;
 - L'arrière-gare nord est excavée à partir du corps principal de la gare ;
- Phase 4 :** Finalisation des ouvrages :
- Réalisation du second œuvre ;
 - Mise en place des équipements et phases de test.

En parallèle, les ouvrages dédiés aux espaces fonctionnels hors gare (espace voyageur, accessibilité PMR, remontée mécanique, liaisons vers les autres pôles d'échange,...) sont réalisés depuis les puits travaux et/ou directement depuis la surface lorsque cela est possible.

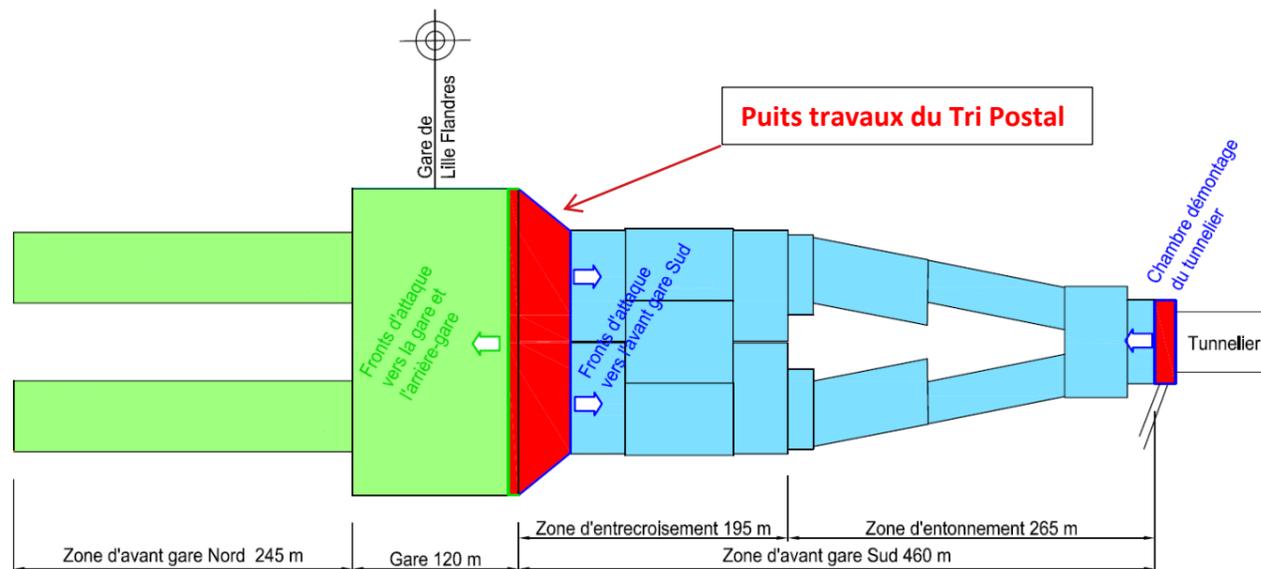


Illustration 86. Phasage général des travaux de réalisation des ouvrages du secteur de la gare de Lille-Flandres

Compte tenu de l'ensemble des contraintes précédemment exposées, et de la spécificité d'un entraxe imposé de 5,5 m en arrière-gare, deux solutions de géométrie pour le corps principal de la gare ont alors été étudiées au stade des études préliminaires (cf. Illustration 87 et Illustration 88):

- une configuration en double voûte avec appui sur un pilier central creux pour permettre l'insertion de circulations voyageurs qui présenterait une section totale d'environ 900 m² :

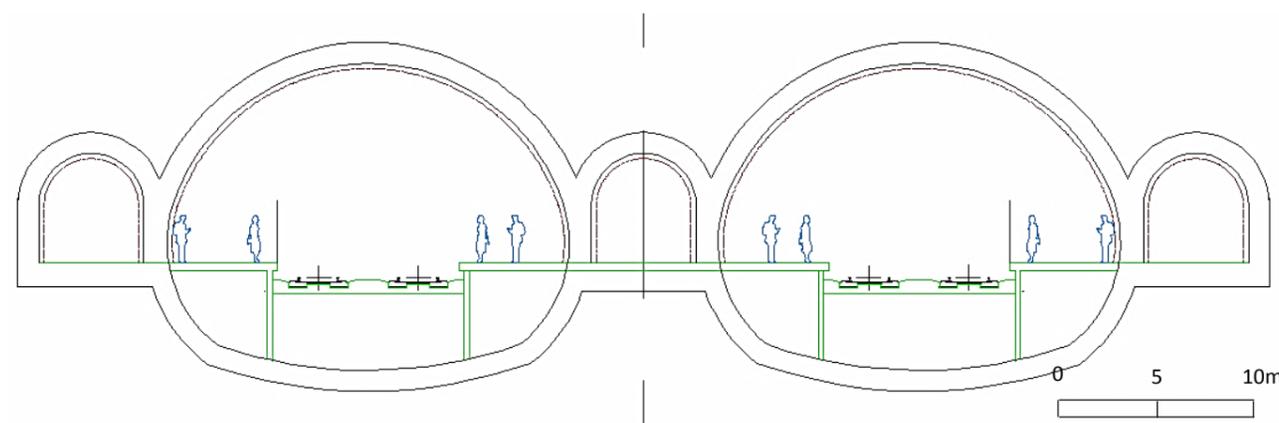


Illustration 87. Section à double voûte étudiée pour la gare Lille-Flandres

- une configuration avec 4 voûtes principales pour les voies, deux galeries latérales et une galerie centrale pour les circulations de voyageurs qui présenterait une section totale d'environ 600 m² (cf. Illustration 88) :

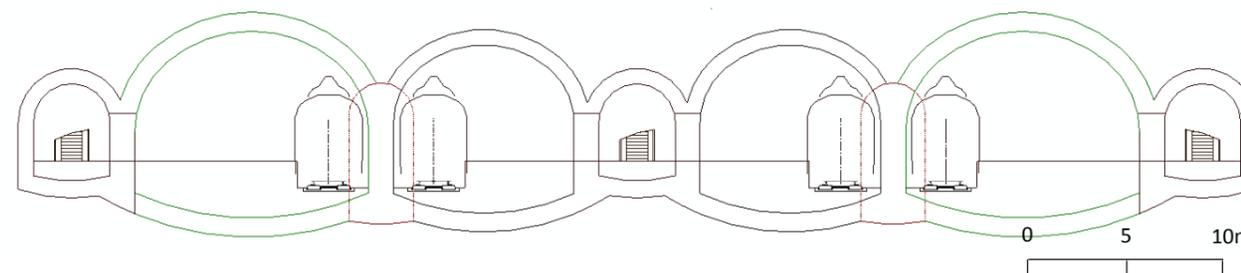


Illustration 88. Section à 4 voûtes retenue pour la gare Lille-Flandres

5.5.2.3 Typologie et conception préliminaire des ouvrages

○ Puits travaux

On différencie deux types de puits, le puits principal qui servira d'attaque pour le génie-civil de la gare et de l'avant-gare sud et le puits secondaire qui servira d'accès à la chambre de démontage et éventuellement d'attaque supplémentaire pour le génie-civil de l'avant-gare sud. En phase travaux, ces puits devront permettre d'importantes circulations pour la logistique de chantier tout en assurant la ventilation et devront être dimensionnés en conséquence. L'implantation, la configuration et la géométrie, devront être étudiés plus en détails.

Au stade des études préliminaires, le puits travaux principal doit s'inscrire sur la largeur de la gare et de l'avant-gare sud, ce qui amène aux dimensions approximatives suivantes : L = 55 à 30 m, l = 35 m et h = 35 m, soit un volume d'environ 60 000m³. Il est alors envisagé une excavation classique « top-down » à l'abri de parois moulées butonnées.

Dans le cas du puits travaux secondaire, de dimensions plus réduites, il est possible d'envisager une excavation en puits circulaire blindé.

○ Corps principal de la gare

Configurations possibles pour la gare souterraine

Pour le corps principal de la gare de Lille-Flandres, les besoins futurs en terme d'exploitation ont abouti à retenir une configuration avec un quai central et deux quais latéraux qui impose une ouverture totale très importante de 53 m hors galeries latérales de circulations.



Les piliers centraux sont constitués de culées creuses, à l'image des gares Magenta et Haussmann Saint-Lazare du RER E à Paris : régulièrement ouvert (pour permettre le passage d'un bord à l'autre du quai central) et partiellement creux (pour permettre d'y insérer les différents espaces fonctionnels ; remontées et accès voyageurs, ascenseurs, sas de sécurité,...). Les galeries préalablement excavées pour permettre la réalisation des culées sont réalisées suivant la méthode conventionnelle, travée par travée, avec cintres, béton projeté et éventuellement un renforcement du front de taille (boulons en fibre de verre par exemple) voire même un pré-soutènement avec une voûte parapluie dans certaines zones.

Maitrise des tassements

La gare ne se situe pas en champ libre, mais en interaction avec les ouvrages avoisinants, qui pour certains atteignent des profondeurs proches de celles des futurs ouvrages : ainsi, **la gare des lignes 1 & 2 du métro qui est située juste au-dessus impose de maîtriser / limiter les tassements au maximum, et a conduit à retenir le volume d'excavation le plus faible possible : une configuration à 4 voûtes.**

Malgré tout et quelle que soit la configuration et/ou la méthode d'excavation retenue lors des phases d'études ultérieures, un tel volume de sol excavé engendrera nécessairement des déformations importantes en surface.

L'ampleur des déformations attendues ayant potentiellement un fort impact sur le métro, une évaluation simplifiée des tassements en surface a été menée en vue de quantifier le phénomène. Cette analyse se base sur la formule de Peck (1969) et sur une fourchette de taux de contraction de 0,5% à 2%, issues de retours d'expériences pour des ouvrages souterrains similaires. Les résultats sont les suivants :

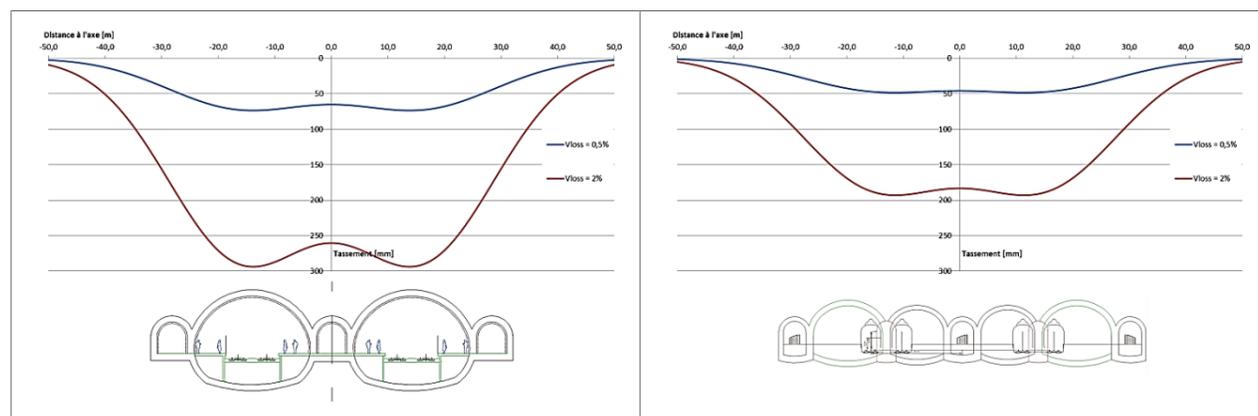


Illustration 89. Comparaison des cuvettes de tassements engendrées par les différentes configurations de gares

En comparant les valeurs obtenues avec les seuils de déformations admissibles retenu pour des dommages négligeables à légers, on s'aperçoit de l'ampleur des déformations attendues et de la nécessité de prévoir dès les études préliminaires la méthode d'excavation adéquate associée à d'importantes mesures préventives.

	Gare en double-voûte (900 m ²)	Gare à 4 voûtes principales (600 m ²)
Dommages négligeables à légers	Smax entre 10 à 50 mm, Pente entre 1/500 à 1/200	
Vloss = 0,5 %	Smax = 75 mm / pente = 3 ‰	50 mm / pente = 2 ‰
Vloss = 2 %	300 mm / pente = 13 ‰	200 mm / pente = 8 ‰

Illustration 90. Comparaison des valeurs de tassements engendrées par les différentes configurations de gares

Il faudra cependant garder à l'esprit que la possibilité de réaliser des piliers entre voies dans la configuration à 4 voûtes découle du fait que l'espace induit par un entraxe de 5,5 m peut être utilisé, en gare, pour le génie-civil.

Si cet entraxe (donnée d'entrée résultante de l'exploitation et du tracé) diminue et que les voies sont rapprochées alors la configuration à 4 voûtes principales ne serait plus envisageable.

○ Entonnement Sud

A l'extrémité sud de la gare, une zone d'entonnement permet la transition entre l'arrivée en gare en 2 x 2 voies et la section courante du tunnel monotube doubles voies. Des voies de communications croisées imposées complexifient l'entonnement en impliquant des élargissements de sections et l'allongement général des ouvrages.

Cette configuration a mené à concevoir l'avant-gare Sud en une succession d'ouvrages élémentaires de section variable qui, dans certain cas, partagent leur appuis centraux (piédroits et culées communs) :

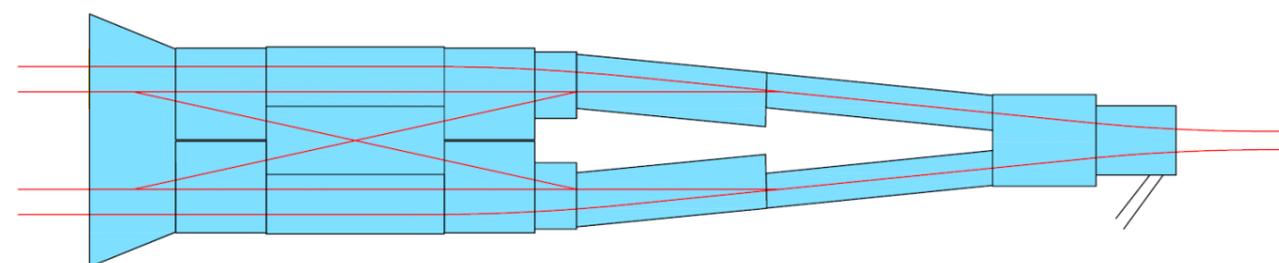


Illustration 91. Principes de construction de l'entonnement en ouvrages élémentaires

Le détail de la géométrie des différents ouvrages élémentaires constituant l'entonnement est précisé au §5.5.2.6.

Comme précédemment expliqué, l'excavation des ouvrages d'entonnement pourra être faite à partir de plusieurs attaques simultanées, et notamment à partir des accès préalablement créés depuis les puits travaux de la base chantier principale et celui de la base chantier secondaire.

○ Arrière-gare Nord

L'arrière gare située à l'extrémité nord de la gare doit être conçue pour permettre un stationnement des trains en toute sécurité ainsi qu'un raccordement ultérieur avec 2 extensions nord en double voies chacune. Comme précédemment expliqué, la construction devra attendre que le corps principal soit excavé sauf à envisager un puits supplémentaire pour l'arrière-gare, ce qui semble peu faisable de par son implantation.

Par ailleurs, il est à noter que d'après l'arrêté du 22 Novembre 2005 : « Dans le cas d'un tunnel en cul de sac de longueur inférieure à 100 mètres, un deuxième accès n'est pas nécessaire. Si la longueur est supérieure à 100 mètres, un dispositif d'accès des secours est exigé, celui-ci doit être situé à moins de 100 mètres de l'extrémité du cul de sac. ».

Ainsi, l'opportunité de ne pas être contraint de réaliser un puits supplémentaire au nord de l'arrière-gare, « à moins de 100 mètres de l'extrémité du cul de sac » pour un accès des secours, n'est envisageable que dans le scénario où le tronçon central de la ligne LRF est mis en service après que les extensions Nord ont été réalisées. Dans le cas contraire, ce puits serait obligatoire.

Dans cette étude, la conception préliminaire propose alors une arrière gare constituée uniquement de deux tunnels doubles voies réalisé en conventionnel depuis le corps principal de la gare.

Ces ouvrages, de 245 m de longueur, font alors la liaison entre l'entraxe des tunnels des extensions nord (4 m) et l'entraxe en gare (5,5 m).

5.5.2.4 Choix des méthodes d'excavation et de soutènement

La standardisation des méthodes et des structures a été recherchée dans un souci d'optimisation des coûts et des délais. Cependant, ce contexte de grande variabilité des données géométriques dans le cas de la gare de Lille-Flandres et de ses entonnements nous a conduits, lors de ces études préliminaires, à montrer différentes méthodes de creusement adaptées pour des excavations souterraines « conventionnelles » :

- la méthode des sections divisées ;
- la méthode de l'arc cellulaire ;
- la méthode de la voûte active.

Les spécificités de chacune de ces méthodes d'excavation et de soutènement sont décrites en Annexe 5.

○ Domaines d'application des différentes méthodes de constructions

L'adaptabilité de chaque méthodologie de réalisation à chaque ouvrage de la gare, corps principal, entonnement et arrière gare, doit être analysée en identifiant au préalable les contraintes caractéristiques :

- le contexte géologique et géotechnique ;
- le contexte hydrogéologique ;
- la présence de bâtiments plus ou moins sensibles en surface ;
- la présence d'infrastructures en surface ou en souterrain dans la zone d'influence de l'excavation ;
- la géométrie et la profondeur de l'ouvrage.

Rappel des terrains attendus

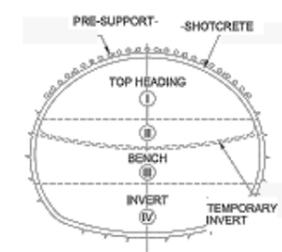
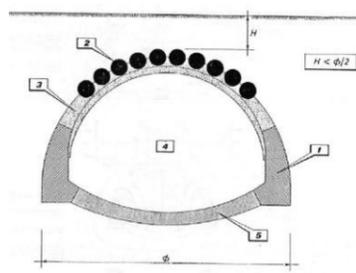
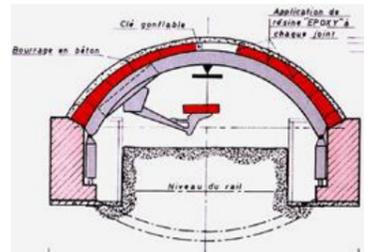
- Les différentes excavations en méthode conventionnelle seront réalisées principalement au sein des formations C3c et C3b-a, a priori peu perméables et composées des alternances de marne argileuse et de craie dure compacte.
- A contrario, les voûtes pourraient rencontrer dans la formation du Turonien supérieure, craie grise perméables localement baignée par une nappe. En conséquence, des infiltrations plus ou moins importantes d'eau en voûte sont à anticiper pendant le creusement des demi-sup : il sera probablement nécessaire de traiter le terrain pour étanchéifier au mieux la voûte, tout en prévoyant un drainage résiduel.

Les impacts attendus des terrains sur les méthodes constructives ont été détaillés au §0, et notamment les problématiques liées au creusement dans les formations crayeuses et marneuses en méthode conventionnelle.

Avoisinants les plus critiques

- Pour le corps principal de la gare, l'ouvrage de la gare actuelle des lignes 1 & 2 du métro, qui est donc particulièrement sensible, serait à une dizaine de mètre des voûtes de la future gare LRF.
- Pour l'arrière-gare, la couverture entre les voûtes et les caves des bâtiments en surface est à priori plus importante, cependant la présence de parking souterrains n'est pas à exclure.
- Pour l'entonnement, des ouvrages de grandes ouvertures (jusqu'à 2 x 200 m²) sont à prévoir pour permettre la réalisation des voies de communications croisées, or ces ouvrages seront au droit des voies SNCF existantes en surface.

Le tableau suivant donne ainsi une vision générale du domaine d'application de chaque méthode en fonction des contraintes précédemment décrites. Il permet de fiabiliser le choix de la méthode par une approche qualitative.

DOMAINES DE PERTINENCE - METHODES D'EXCAVATION en SOUTERRAIN (ouverture de 20 à 30m)			
	Sections divisées	Arc cellulaire	Voûte active
Echelle et note de pertinence			
Très Pertinente (note 3)	Couverture minimale de l'ordre de 0,5-1,0 diamètre. Roches et sols qui demandent des prétraitements limités et un nombre limité de sections divisées. Présence de nappe et terrains perméables. Bâti et infrastructures souterraines existantes peu affectées par l'excavation (mesures de protection)	Conditions de couverture très réduite. Présence de sols de qualité mauvaise. Présence de nappe et terrains perméables. Bâti et infrastructures souterraines existantes sensibles.	Couverture minimale de l'ordre de 0,5-1,0 diamètre. Présence de roches de bonne qualité. Présence de nappe avec venues d'eau limitées. Bâti et infrastructures souterraines existantes non affectées par l'excavation.
Pertinente (note 2)	Couverture minimale de l'ordre de 0,5-1,0 diamètre. Roches et sols qui demandent des prétraitements et une augmentation des sections divisées. Présence de nappe et terrains perméables. Présence de bâti et infrastructures souterraines existantes demandant la mise en place de mesures de protection.	Conditions de couverture très réduite. Présence de roches faible et/ou sols de qualité mauvaise à moyenne. Présence de nappe et terrains perméables. Bâti et infrastructures souterraines existantes moyennement sensibles.	Couverture minimale de l'ordre de 0,5-1,0 diamètre. Présence de roches de qualité bonne à moyenne et/ou sols rigides et compacts demandant peu de traitements. Présence de nappe avec venues d'eau limitées et perméabilité des sols faible. Bâti et infrastructures souterraines existantes peu affectées par l'excavation (mesures de protection limitées).

<i>Peu Pertinente (note 1)</i>	Conditions de couverture très réduite. Nombre de sections divisées impactant drastiquement la cadence d'avancement et les coûts. Terrains très perméables. Nécessité de mesures extraordinaires pour le contrôle de la nappe. Présence de bâti et	Couverture significative. Présence de roches de qualité bonne à moyenne et/ou sols demandant peu de traitements. Présence de nappe avec venues d'eau limitées. Bâti et infrastructures souterraines existantes mais pas sensibles.	Conditions de couverture réduite. Présence de roches de qualité faible et/ou sols demandant des traitements préalables. Présence de nappe avec venues d'eau significatives et sols perméables. Présence de bâti et infrastructures souterraines existantes demandant la mise en place de mesures de protection.
<i>Pas Pertinente (note 0)</i>	Conditions de couverture très réduite. Sols qui demandent des prétraitements significatifs impactant de manière inacceptable sur les coûts et/ou une augmentation excessive des sections divisées. Terrains très perméables. Nécessité de mesures extraordinaires pour le	Couverture significative. Présence de roches de bonne qualité ou terrains rigides et compacts. Terrains peu perméables et venues d'eau limitées. Absence de bâti et infrastructures souterraines sensibles.	Conditions de couverture très réduite. Présence de sols de qualité mauvaise demandant des traitements de sol massifs et induisant de coûts excessifs. Présence de nappe et terrains très perméables. Présence de bâti et infrastructures souterraines existantes demandant la mise en place d'importantes mesures de protection.

Tableau 18. Domaines de pertinence des méthodes d'excavation en souterrain

- Application des méthodes de construction au cas des ouvrages de Lille Flandres

Méthode des sections divisées, note de pertinence = 9 / 12

Dans le cas des configurations de la gare de Lille-Flandres, les zones correspondantes aux différents piliers pourront être excavées en premier sous la forme de galeries provisoires de plus petites sections. Dans ces galeries, seront réalisés les reins, les piédroits et les culées qui serviront d'appuis au soutènement et au revêtement de la voûte des grandes ouvertures. Ces galeries provisoires peuvent ainsi servir de galerie de reconnaissance et diminuer les risques lors des phases d'excavation suivantes par :

- une meilleure connaissance des terrains à excaver,
- la possibilité, si besoin, de réaliser des traitements ou renforcements de sol, préalablement à l'excavation de la section complète.

La figure suivante illustre ainsi un exemple de phasage possible pour la réalisation d'une section en double voûte telle qu'on en rencontrera dans l'entonnement et dont le principe peut être adapté pour le corps principal de la gare de Lille Flandres.

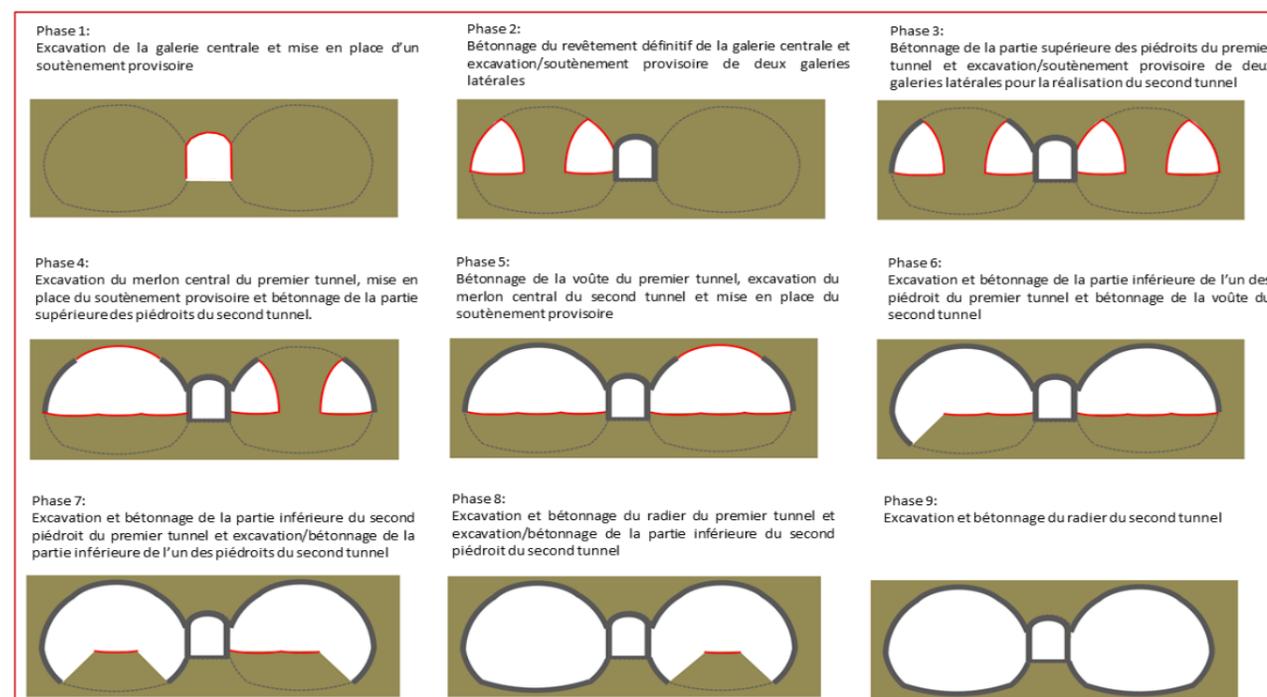


Illustration 92. Exemple de phasage de réalisation avec une excavation en sections divisées (hors traitement des terrains)

Les principes de ce phasage pourront ainsi être appliqués à la réalisation de la plupart des ouvrages de grandes ouvertures, et notamment du corps principal de la gare.

Méthode de la voûte active (voûte Jacobson) = 7 / 12

Dans le cas de la gare de Lille-Flandres, cette méthode présente l'avantage de pouvoir s'avérer efficace vis-à-vis des tassements, or ceux-ci s'avèrent être un des critères principaux de dimensionnement des ouvrages.

A contrario, la présence potentielle de terrains perméables et sous charge d'eau en voûte laisse craindre des difficultés importantes vis-à-vis de l'étanchéité. Il faudrait alors prévoir des campagnes d'étanchement des terrains dont l'efficacité reste incertaine dans ces contextes géologiques et en l'état actuel des connaissances. Par ailleurs, la fabrication et le transport des voussoirs préfabriqués de la voûte complexifieront une logistique de chantier déjà très contrainte tout en nécessitant des espaces de stockage supplémentaires.

Méthode de l'arc cellulaire = 8 / 12

La méthode globale de l'arc cellulaire est particulièrement onéreuse et nécessite des espaces dédiés spécifiquement aux puits provisoires permettant le fonçage des tubes. A ce stade, elle ne paraît pas la plus adaptée aux cas des ouvrages de la gare de Lille-Flandres.

Toutefois, des variantes « allégées » pourraient retenir le principe d'une pré-voûte en tube forés ou foncée tout en l'associant avec la méthode des sections divisées. En effet, cette pré-voûte particulièrement rigide, si elle s'appuie sur des culées massives ou un massif de sol consolidé, aura un effet bénéfique pour limiter les tassements.

En conclusion,

Pour atteindre le résultat escompté, ces méthodes pourront bien entendu être combinées à différents types de renforcement.

Ainsi, à ce stade, le choix porte plutôt sur la méthode d'excavation en sections divisées, en association avec:

- des traitements de terrain préalable et à l'avancement depuis les galeries de culées, en voûte et éventuellement en culée pour renforcer les assises,
- des pré-soutènements en voûte (forepoling, voûte parapluie, ou tube foncés),
- des pré-soutènements au front (boulon en fibre de verre),
- un soutènement par cintre et béton projeté,
- une clôture du revêtement définitif liée à l'avancement.

5.5.2.5 Risques d'endommagement et confortement des terrains et des structures existantes

Indépendamment de la méthode d'excavation retenue, les volumes de sol qui devront être excavés engendreront nécessairement des déformations en surface.

La présence des avoisinants à proximité des ouvrages, et notamment des lignes 1 bis et 2 du métro, les voies SNCF et le parking souterrain d'Euralille, implique alors la mise en place de mesures préventives et éventuellement de mesures compensatoires.

La description des types de mesure préventive pour le confortement des terrains et la protection des ouvrages existants est présentée en ANNEXE 6.

○ Mesures préventive de confortement des terrains

On peut recenser les types de mesures préventives pour le confortement des terrains suivant:

- TYPE A – Augmenter les caractéristiques des terrains situés directement autour de l'excavation grâce à des traitements de sols périphériques, avec pour objectif de réduire le taux de contraction.
- TYPE B – Limiter la diffusion des déformations induites jusqu'aux fondations des ouvrages existants en réalisant un écran relativement rigide (sol traité ou une paroi) entre le tunnel et l'ouvrage potentiellement impacté.
- TYPE C – Protéger les ouvrages des tassements principalement différentiels en mettant en œuvre un traitement localisé des terrains en temps réel grâce au procédé des injections de compensation.

Pour le cas particulier des ouvrages souterrains existants tels que la gare de métro des lignes 1 & 2, différentes mesures préventives supplémentaires seront à étudier ; injection de collage à l'extrados des structures, mise en place de poutres et appuis provisoires,...

D'autres mesures préventives telles que la mise en place de contreventements pourront être étudiées au cas par cas pour le renforcement des bâtis en surface.

○ Mesures compensatoires

Les mesures compensatoires sont les mesures qui seront appliquées suite à l'apparition d'un phénomène, (déformations trop importante, nuisance sonore, pollution,...). Elles devront être anticipées en fonction des différents risques identifiés. Dans le cas des déformations, on peut recenser différents type de mesures compensatoires pour le confortement des terrains et la protection des ouvrages existants:

- Les injections de compensation ;
- Le vérinage des structures existantes.

Dans les deux cas une instrumentation adéquate permet alors un asservissement quasi-instantané et ainsi de limiter le dépassement des seuils d'apparition de dommages trop importants : c'est le principe de la méthode observationnelle.

La conception de mesures compensatoire éventuelles sera à étudier lors des phases d'études ultérieures.

○ Applications aux ouvrages souterrains de Lille-Flandres

Dans le cas du projet LRF, des traitements de TYPE A seront très probablement nécessaires pour la plupart des futurs ouvrages : améliorations préalables des propriétés des sols autour de l'excavation dans un objectif de diminution du tassement global.

Parallèlement, des mesures de TYPE B et/ou C sont à envisager ainsi qu'une campagne de confortement de l'existant:

- En raison des critères de tassement généralement strictes imposés par les exploitants ferroviaire avec la présence des voies SNCF directement au-dessus des ouvrages d'entonnement, en plus de traitements préventifs d'imprégnation sous voies et de bourrages de ballasts, la mise en place d'injection de compensation est à prévoir pour les zones les plus impactées.
- Au niveau de l'ouvrage de tranchée couverte existant pour la gare de métro des lignes 1 & 2, directement au-dessus de la gare, des traitements préventifs seront probablement nécessaires ; injection de collage à l'extrados des structures, injection de consolidation horizontale ou mise en place d'inclusions, là-aussi des injections de compensation sont envisageables.
- Vis-à-vis des fondations et des parkings souterrains avec enceinte étanche sous Euralille, sans la connaissance précise de leur position il faut envisager un cas défavorable où celles-ci seront au plus près de la Gare. Cette configuration et la nécessité de garantir l'étanchéité des parkings souterrains imposent un contrôle des déformations : on peut envisager la réalisation d'un écran rigide dans le but de stopper la diffusion des déformations vers l'Est de la Gare, ou à minima la répartir sur une plus grande surface.

D'autres avoisinants pourront éventuellement nécessiter des confortements préalables, et en particulier les bâtis situés au-dessus de l'arrière-gare.

On notera par ailleurs **qu'une solution de rabattement de nappe** peut s'avérer efficace vis-à-vis du risque d'instabilités en voûte et indirectement pour la maîtrise des impacts sur les avoisinants. Plus économique, cette solution a surtout l'avantage d'être moins contraignante en termes d'emprise qu'une campagne générale de traitement des terrains qui chercherait à étancher et conforter la voûte des ouvrages depuis la surface (cf. 5.3.3).

5.5.2.6 Géométrie des ouvrages de Lille Flandres

○ Corps principal de la gare

La gare, d'une longueur de 120 m, présente une largeur totale extrados de 59 m. Les voûtes principales présentent des ouvertures de 12 et 9,5 m tandis que les galeries de culée centrales et latérales présentent des ouvertures de 6 à 7 m extrados.

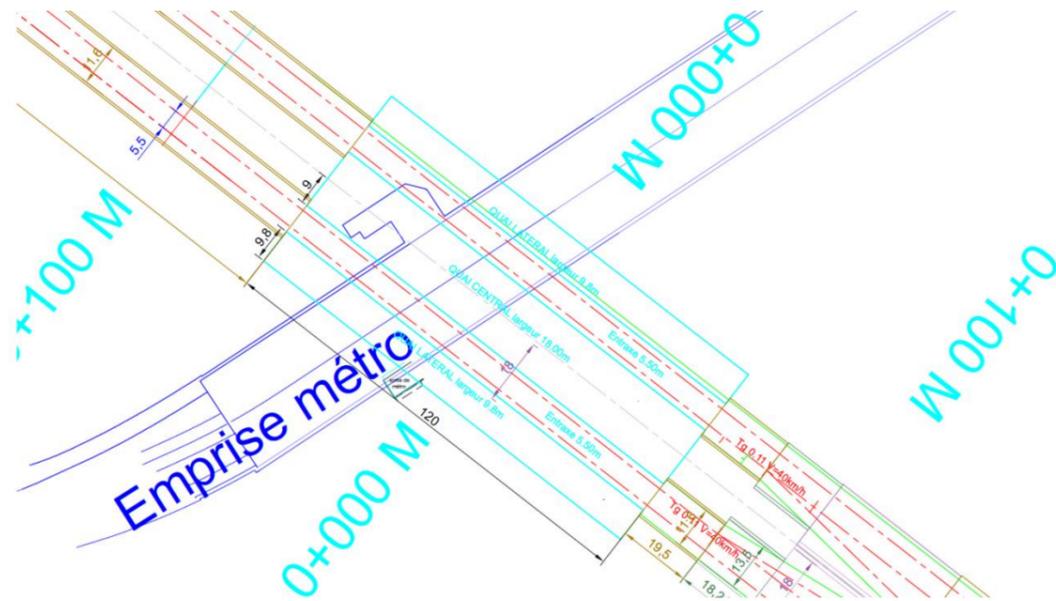


Illustration 93. Vue en plan du génie civil du corps principal de la gare

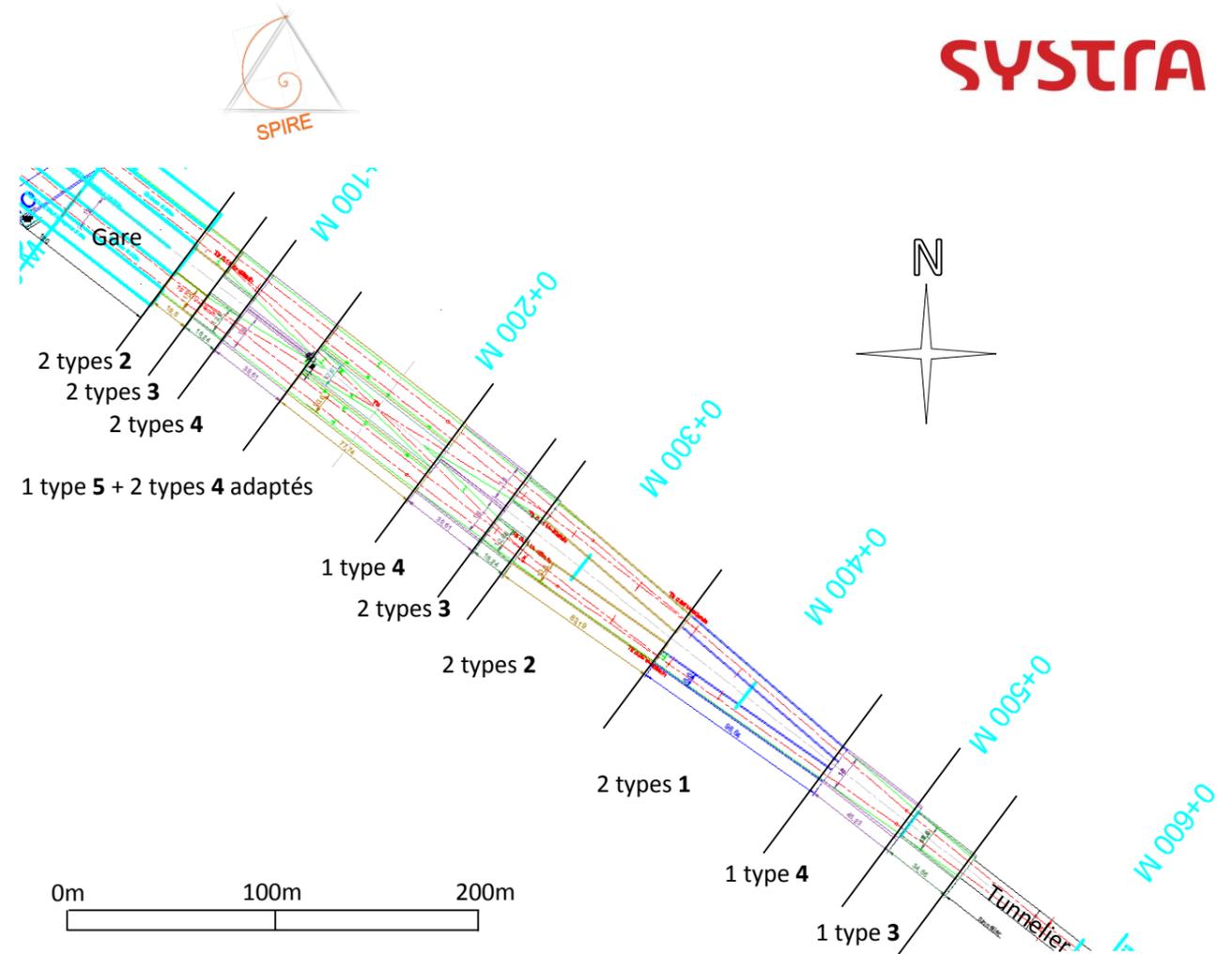


Illustration 95. Vue en plan du génie civil des ouvrages de l'avant-gare Sud

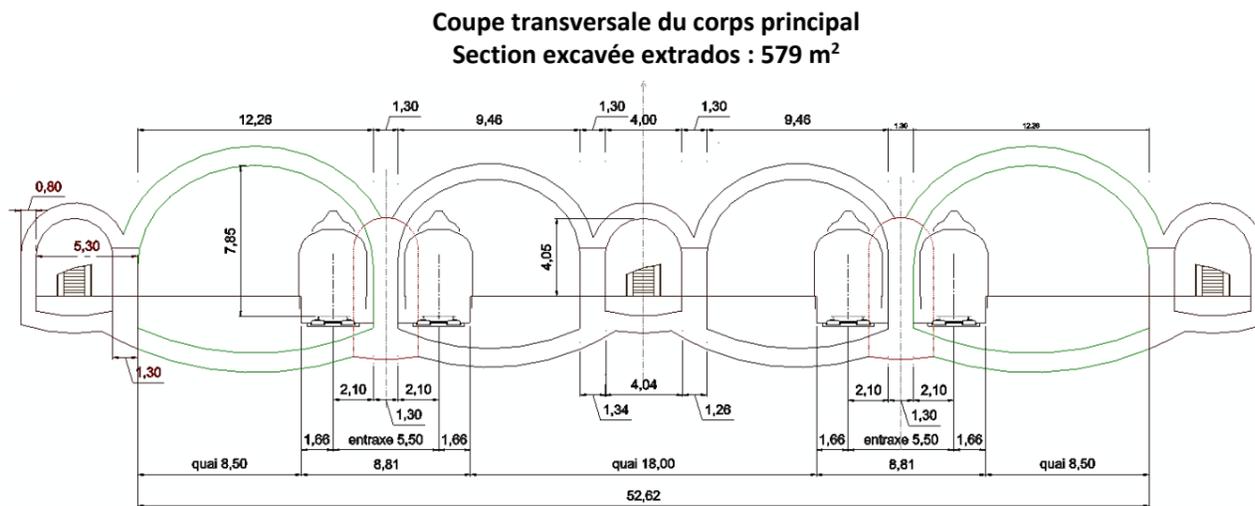


Illustration 94. Coupe génie civil du le corps principal de la gare

○ Avant-gare Sud - Entonnement

Le génie civil de l'avant-gare Sud de Lille-Flandres est divisé en plusieurs ouvrages élémentaires afin de s'accorder avec l'implantation des voies tout en garantissant les espaces de cheminement :

Section Type 1 & 2
Section excavée extradados : 49m² & 97 m²

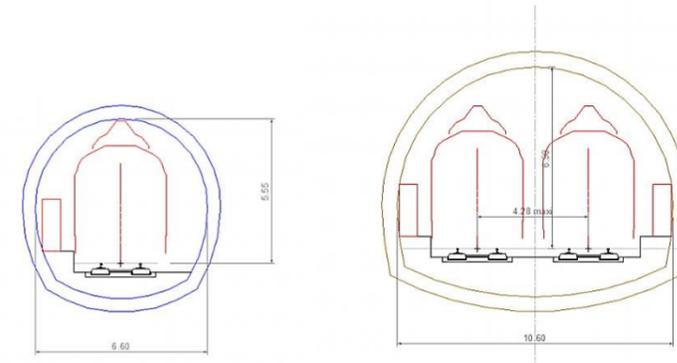


Illustration 96. Sections des ouvrages élémentaires de type 1 & 2

Section Type 3 & 4
Section excavée extradados : 138m² & 204m²

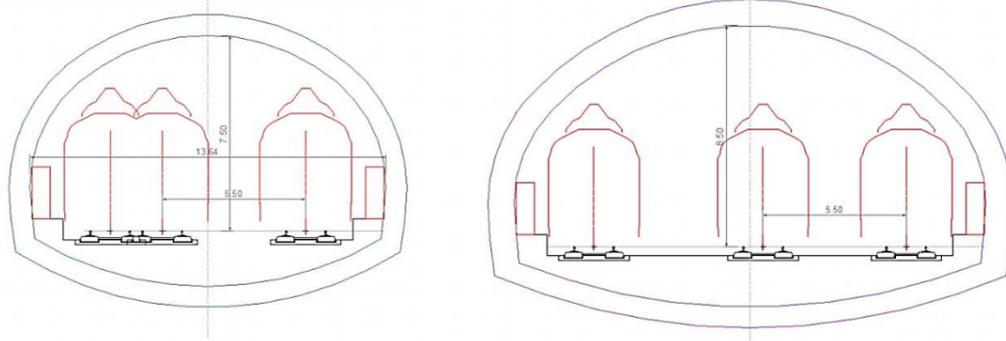


Illustration 97. Sections des ouvrages élémentaires de type 3 & 4

Type 5 central + 2 types 4 adaptée latéralement
Section excavée extradados : 332m²

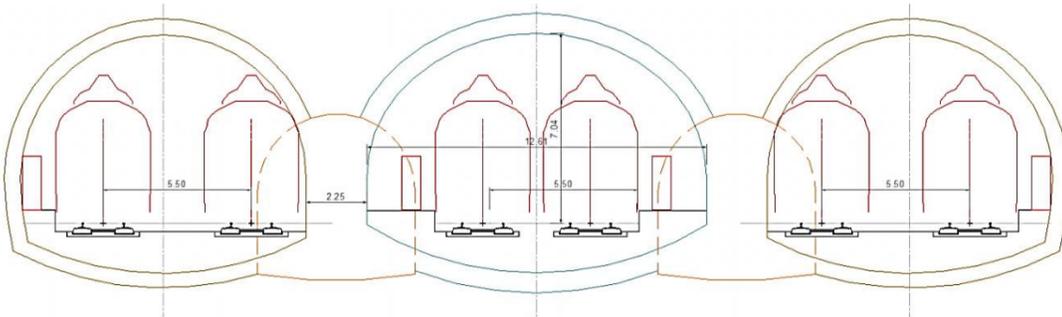


Illustration 98. Coupe transversale au droit des voies de communications croisées (type 5 + 2 types 4)

- Avant-gare Nord – Arrière-gare

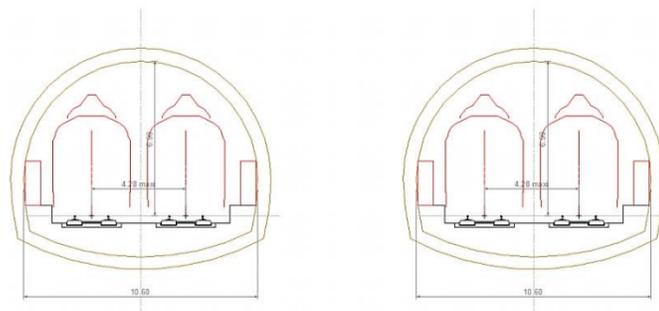


Illustration 99. Coupe transversale de l'arrière-gare

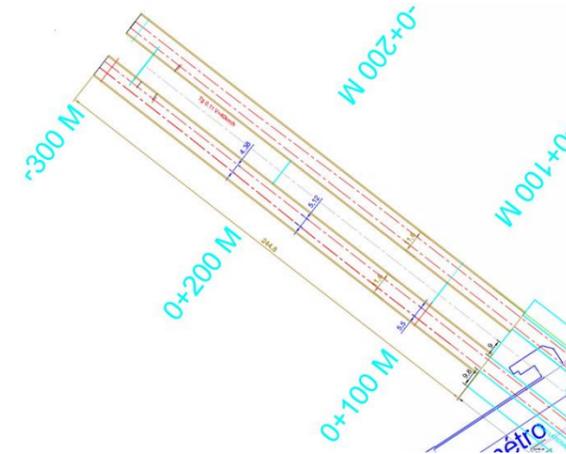


Illustration 100. Vue en plan du génie civil prévu pour le corps principal de la gare

5.6 Gestion des déblais

5.6.1 Volumes de déblais

- Volumes de déblais liés à la traversée de Lesquin

Les volumes de déblais par secteurs d'ouvrages élémentaires sont établis à partir des sections types retenues à ce stade préliminaire des études:

Tronçon	Longueur	Section excavée	Volume
Tranchée ouverte d'avant-gare nord	160 m	250 m ²	40 000 m ³
Tranchée couverte d'avant-gare nord	208 m	360 m ²	75 000 m ³
Gare de Lesquin	160 m	650 m ²	104 000 m ³
Tranchée couverte d'avant-gare sud ligne SNCF	592 m	170 m ²	101 000 m ³
Tranchée couverte d'avant-gare sud ligne LRF	1885 m	210 m ²	396 000 m ³
Tranchée ouverte d'avant-gare sud ligne SNCF	100 m	150 m ²	15 000 m ³
Tranchée ouverte d'avant-gare sud ligne LRF	150 m	170 m ²	26 000 m ³
Puits d'accès au secours	-	-	~ 3 000 m ³
Espaces voyageurs et d'accès au quai	-	-	~ 15 000 m ³
TOTAL	-	-	~ 780 000 m³

Tableau 19. Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin

Pour l'étude détaillée de la logistique d'évacuation des déblais, il faudra en outre tenir compte d'un coefficient de foisonnement entre 1,4 et 1,6.

- Volumes de déblais liés à la réalisation de la section courante au tunnelier de Lille

Les dimensions et volumes de déblais des ouvrages par secteurs sont:

Tronçon	Longueur	Section excavée	Volume
Tranchée ouverte	80 m	150 m ²	12 000 m ³
Tranchée couverte	130 m	185 m ²	24 000 m ³
Section tunnelier	1850 m ³	97 m ²	179 000 m ³
Puits d'accès	-	-	15 000 m ³
TOTAL	-	-	285 000 m³

Tableau 20. Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin

- Volumes de déblais liés à la réalisation des ouvrages de Lille-Flandres

Les dimensions et volumes de déblais des ouvrages par secteurs sont alors :

Tronçon	Longueur	Section excavée	Volume
Arrière-gare	245 m	194 m ²	50 000 m ³
Corps principal	120 m	579 m ²	70 000 m ³
Avant-gare Sud	475 m	Moy. 235 m ²	100 000 m ³
Puits travaux	-	-	70 000 m ³
Espaces nécessaires à la circulation des flux (voyageurs, PMR, secours, ventilation, maintenance,...)	-	-	30 000 m ³
TOTAL	-	-	320 000 m³

Tableau 21. Volumes de déblais des ouvrages de la traversée de Lesquin

5.6.2 Valorisation et évacuation des déblais

- Volumes de déblais liés à la traversée de Lesquin

A partir des éléments connus du contexte géologique (cf. §5.3.1), on peut estimer que les déblais seront principalement formé de :

- matériaux de de remblais et limons : environ 20 à 30% en volume
- matériaux crayeux issues des formations du Sénonien (C4) : environ 20 à 30 % en volume
- matériaux crayeux gris à silex issues des formations du Turonien supérieur de (C3c) : environ 30 à 40 % en volume, avec d'éventuels résidus de bancs de Tun en partie haute
- matériaux argileux à crayeux issues des formations du Turonien moyen et inférieur (C3b et a) : environ 10 à 20 % en volume

- Volumes de déblais liés à la réalisation de la section courante au tunnelier de Lille

A partir des éléments connus du contexte géologique (cf. §5.3.1), on peut estimer que les déblais seront principalement formé de :

- matériaux argileux à crayeux issues des formations du Turonien moyen et inférieur (C3b et a) : environ 60 à 70 % en volume ;
- matériaux crayeux gris à silex issues des formations du Turonien supérieur de (C3c) : environ 20 à 30 % en volume, avec d'éventuels résidus de bancs de Tun en partie haute ;
- matériaux crayeux issues des formations du Sénonien (C4) : environ 5 à 10 % en volume ;
- matériaux de remblais : environ 5 à 10%.

- Volumes de déblais liés à la réalisation des ouvrages de Lille-Flandres

A partir des éléments connus du contexte géologique (cf. §5.3.1), on peut estimer que les déblais seront principalement formés de :

- matériaux de remblais et limons : < 5 % en volume
- matériaux crayeux issues des formations du Sénonien (C4) : < 5 % en volume
- matériaux crayeux gris à silex issues des formations du Turonien supérieur de (C3c) : environ 5 à 10 % en volume, avec d'éventuels résidus de bancs de Tun en partie haute
- matériaux argileux à crayeux issues des formations du Turonien moyen et inférieur (C3b et a) : environ 80 à 90 % en volume

Afin de fiabiliser la conception préliminaire proposée dans le rapport concernant la logistique et le phasage général des travaux, une analyse spécifique de la valorisation et de la logistique d'évacuation des déblais depuis leur zone de stockage tampon jusqu'aux sites de stockage définitif ou avant réutilisation sera indispensable lors des phases d'études ultérieures.

5.7 Estimations des délais

5.7.1 Estimations des délais de réalisation de la traversée de Lesquin

En premier lieu, une durée de 6 mois pour les installations de chantier et la mise en place d'une gare provisoire est prévue.

Les hypothèses sur le temps de travail sont :

- Mensuel : 20 jours / mois
- Hebdomadaire : 5 jours / semaine
- Journalier : 16h / jours (2 postes de 8h)

Les hypothèses de cadences de réalisation des parois moulées, du bétonnage et de mise en place de l'étanchéité dépendront notamment du nombre d'ateliers qui pourront être mis en place.

A contrario, les cadences d'excavation et de terrassement dépendent principalement des cadences d'évacuation des déblais, et ce indépendamment de la mise en place de stocks tampon et du nombre de fronts d'attaque.

Par la suite, les fourchettes de cadences suivantes ont été adoptées :

- Réalisation des parois moulées : 200 à 600 m² par jour, selon le nombre d'ateliers ;
- Evacuation des déblais (*) : 1500 m³/jours de terrain en place pour cycle de rotation de 200 chargements/jours, et 500 m³/jours pour 70 chargements/jour
- Bétonnage : 250 à 750 m³ / jour
- Etanchéité : 200 à 600 m² / jour

(*) Hypothèse d'une évacuation par voie routière par camion avec un volume utile de 10 m³ (matériau foisonné) ; une limitation des nuisances imposerait des fourchettes de cadences basses (par exemple, un camion toutes les 15 min au lieu de toutes les 5 min) ou l'étude d'une évacuation par voie ferrée.

Ces tâches principales se recouvrent et on prévoit par exemple 1 mois entre la fin du terrassement et la fin du bétonnage et 2 mois entre la fin du bétonnage et la fin de l'étanchéité.

A partir de ces hypothèses, on définit les délais de réalisations des ouvrages « intermédiaires » suivants:

Délais de réalisation	
Installations de chantiers	6 mois
Réalisation de la tranchée Est (pour la voie SNCF): TC + TO = 1,2 km	Parois moulées : 4 mois
	Terrassement et évacuations des déblais : 8 mois
	Bétonnage et Etanchéité : 4 mois
Global :	11 mois
Réalisation de la tranchée Ouest (pour le LRF): TC + TO = 2,5 km	Parois moulées : 9 mois
	Terrassement et évacuations des déblais : 22 mois
	Bétonnage et Etanchéité : 10 mois
	Global :

Tableau 22. Délais de réalisation du génie-civil des ouvrages de la traversée de Lesquin

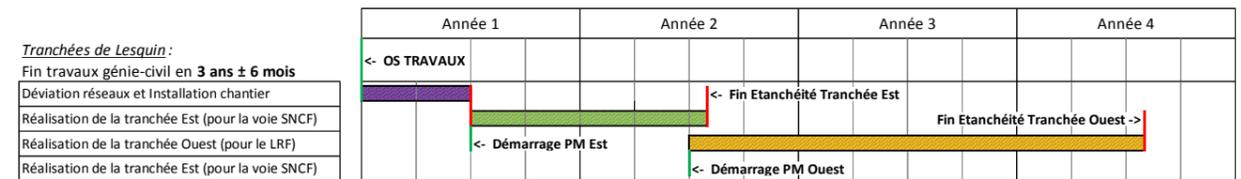


Illustration 101. Planning prévisionnel de la réalisation de la traversée de Lesquin

A ce stade des études préliminaires, les délais nécessaires à la réalisation des ouvrages de la traversée de Lesquin en souterrain serait d'environ de 3 ans et 6 mois.

Préalablement à la livraison LRF & SNCF, devront encore venir s'ajouter les délais de réalisation du second œuvre, de mise en place des équipements, et des phases de test.

5.7.2 Estimations des délais de réalisation de la traversée de Lille

- Section courante au tunnelier (et ouvrages liés)

Les hypothèses sur le temps de travail sont :

- Mensuel : 20 jours/mois ;
- Hebdomadaire : 5 jours / semaine ;
- Journalier : 24h/jours (3 postes de 8h).

Les tâches principales à prévoir sont :

- Travaux préparatoires ;
- Excavation des puits d'accès, installation chantier et assemblage tunnelier ;
- Avancement du tunnelier ;
- Travaux après creusement.

Les opérations préparatoires qui ont été identifiées sont :

- Achat du tunnelier et préparation à l'usine : 12 mois
- Installation de chantier, déviation des réseaux existants, exécution des puits d'accès et des ouvrages des têtes et installation des accessoires du tunnelier (système de marinage, central à mortier etc.) : 12 mois
- Montage sur site du tunnelier : 2 mois
- Confortement des existants préalable au creusement : 2 mois

On considère que les travaux sur site sont effectués en temps masqué par rapport à l'achat du tunnelier.

La durée estimée des opérations préparatoires est donc de 12mois.

Hypothèses de cadences d'avancement du tunnelier : 230 m /mois en moyenne sur la totalité des 1850m de tunnel. La cadence au démarrage (sur 20 jours ouvrés) est de 135 m/mois, puis de 270 m /mois.

Les cadences moyennes retenues incluent les arrêts pour la maintenance, les reconnaissances... etc., et ne correspondent aux performances des tunneliers qui peuvent atteindre en pointe jusqu'à 450 m /mois. Le temps estimé pour les aléas majeurs mécaniques est de 1 à 2 mois. La durée des opérations de démontage / transport / réassemblage du tunnelier est estimée à 2 mois.

Les opérations après le creusement sont les suivantes :

- Démontage du tunnelier : 2 mois
- Exécution des rameaux : on considère qu'une partie des rameaux seront faits durant le travail du tunnelier ;
- Remplissage radier du tunnel et finitions : 4 mois

La durée estimée des opérations post-creusement est de 4 mois.

La durée totale de travaux est estimée à 2 ans.

○ **Ouvrages du secteur de la gare de Lille-Flandres**

En premier lieu, une durée de 6 mois pour les installations de chantier.

Le planning est basé sur des cadences volumétriques journalières pour le génie civil et il ne prend en compte aucune installation d'équipement ferroviaire, ni de type architectural. Sur un front unique, la cadence volumétrique journalière est considérée égale à 250 m³/jours pour le puits principal réalisé en top-down, à 150 m³/jours pour les ouvrages réalisés en méthode conventionnelle et de linéaire important, et 130 m³/jours pour les ouvrages réalisés en conventionnel de linéaire plus réduit.

Ces cadences sont basées sur des ratios volume/temps de travaux de projets similaires, avec des hypothèses sur le temps de travail suivantes :

- Mensuel : 20 jours / mois
- Hebdomadaire : 5 jours / semaine
- Journalier : 24h / jours (3 postes de 8h)

Dans le scénario de base étudié le puits secondaire d'accès à la chambre de démontage du tunnelier servira aussi d'attaque sud des ouvrages de l'entonnement en méthode conventionnelle, permettant ainsi d'attaquer l'avant-gare sud sur deux fronts.

A partir de ces hypothèses, les fourchettes suivantes de délais de réalisation sont alors:

	Délais
Installations de chantier	6 mois
Puits d'accès travaux, galerie d'accès et chambre d'attaque	8 mois
Corps principal de la gare	16 mois
Avant-gare Sud	20 mois



Tableau 23. Délais de réalisation du génie-civil des ouvrages de la traversée de Lesquin

La durée estimée des opérations post-creusement est de plus de 6 mois.

La durée totale de travaux de génie-civil est estimée à 3 ans et 6 mois.

○ **Planning Général de réalisation**

A partir de la conception du phasage de travaux des ouvrages et de l'estimation des délais des tâches principales, le planning général préliminaire de réalisation suivant peut être proposé, sur la base de l'expérience de chantiers similaires et des hypothèses raisonnablement prudentes présentés précédemment.

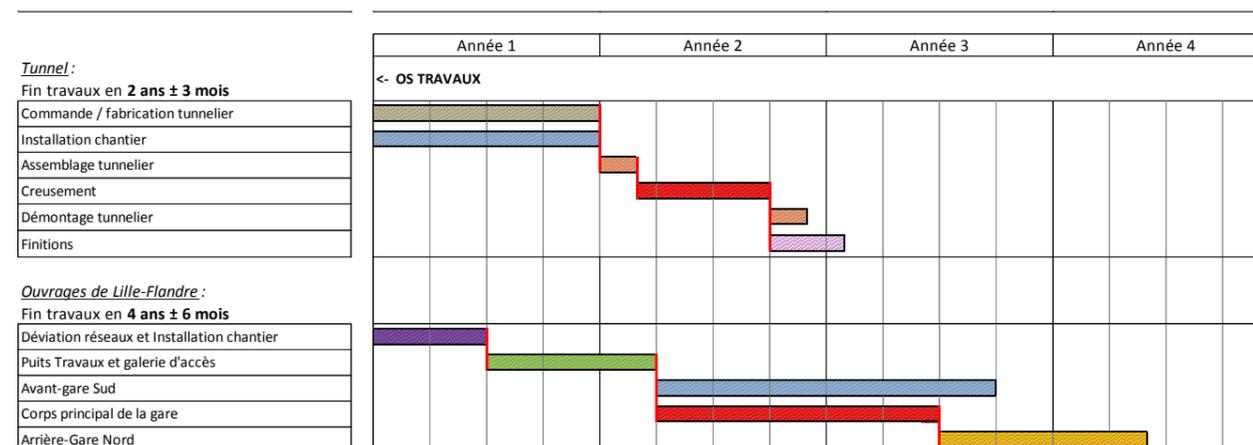


Illustration 102. Planning prévisionnel des travaux génie civil

A ce stade des études préliminaires, le délai global nécessaire à la réalisation des ouvrages et à la mise en service de la ligne pour la traversée de Lille en souterrain jusqu'à l'arrière-gare est estimé à 3 ans et 6 mois.

Préalablement à la date de mise en service de la ligne LRF, devront encore venir s'ajouter les délais de réalisation du second œuvre, de mise en place des équipements, et des phases de test.

5.8 Conclusion

Les données de sites, les données géologiques et géotechniques (extraites de la bibliographie) à disposition et une évaluation des aléas naturels et anthropiques permettent une appréciation de l'environnement au sein duquel seront réalisées les infrastructures de génie-civil nécessaires à la traversée de Lille et de Lesquin en souterrain dans le cadre du projet LRF.

Une conception préliminaire du génie-civil est alors proposée en tenant compte de cet environnement.

Néanmoins des lacunes importantes de données disponibles et des imprécisions conséquentes rendent impératif, pour fiabiliser cette conception et préalablement aux phases d'études ultérieures (avant-projet), d'avoir des compléments d'études et des informations additionnelles.

○ Géologie – hydrogéologie – géotechnique :

On peut rappeler les conditions attendues pour la réalisation des ouvrages, celle-ci étant synthétisées au §5.3.1 et détaillées en Annexe 1 :

- Sous une épaisseur de remblais, des terrains alluvionnaires plutôt argileux avec des passes sableuses dans le secteur de Lille-Flandres ;
- D'un état très dégradé à des bancs plus massifs on trouve la craie blanche du Sénonien (C4) puis la craie grise du Turonien supérieure (C3c) qui peut receler des bancs de Tun et de silex. Ces formations étant a priori baignées par une nappe exploitée (perméabilités 10^{-5} à 10^{-6} m/s) ;
- Sous la craie grise les marnes à alternance crayeuses du Turonien moyen puis inférieur (C3b et C3a) à priori sans nappe, les bancs marneux formant des horizons étanches (10^{-8} à 10^{-9} m/s).

Le programme d'une campagne de reconnaissance, visant à lever les principales incertitudes géologiques, géotechniques et hydrogéologiques est détaillée et chiffrée en Annexe 2, il s'agit notamment de :

- Préciser la position et la nature des nappes (perméabilité par porosité ou par fracturation) et leurs oscillations ;
- Préciser la distribution spatiale des couches géologiques et en particulier du mur de l'horizon aquifère qui contient la nappe des craies du Sénonien ;
- Déterminer la fracturation et les caractéristiques de résistance et de déformation de chaque formation géologique traversée, et en particulier des marnes crayeuses C3b-a dont on n'a pas de connaissance géomécanique à ce stade ;
- Déterminer les paramètres géotechniques qui permettront de guider le choix de la technologie de tunnelier (densité, plasticité, granulométrie,...) ;
- Etudier la possibilité de revalorisation des matériaux extraits.

○ Contexte urbain et risque avoisinants

Les données de sites montrent à quel point le contexte très urbanisé est véritablement contraignant, plus particulièrement dans le cas des ouvrages de la traversée de Lille:

- **Surface encombrée** de constructions immobilières et de sites industriels, mais surtout de nombreuses voies ferrées et routières, qui représentent autant de contraintes pesant sur les tracés et les profils en long ;
- **Latitudes d'implantation pour les attaques et les installations de chantier** ; il faut souligner que la recherche anticipée de ces sites est une donnée fondamentale de fiabilisation du projet, à fortiori

pour le tunnelier, consommateur d'emprises de stockage mais aussi et surtout pour les ouvrages de la gare de Lille-Flandres ;

- **Présence de voies diverses constituant un atout pour la gestion des matériaux**, approvisionnement comme évacuation. L'utilisation de voies ferrées sera bien à considérer comme un avantage majeur pour la réduction des nuisances environnementales, associé au principe de réalisation des premiers ouvrages pour l'évacuation des matériaux (cordon ombilical) ;

Par ailleurs, les infrastructures et bâtiments existants tout au long du projet seront potentiellement sensibles aux tassements et aux vibrations engendrés par la construction des ouvrages enterrés (gares, puits d'accès, tunnel foré, tranchées couvertes,...) des traversées de Lille et de Lesquin.

Dans l'optique d'évaluer et de gérer les risques d'impact sur les avoisinants (cf. Annexe 3), il faudra réaliser préalablement aux phases d'études ultérieures :

- Une **enquête bâties exhaustive** (recensement, sensibilité, vulnérabilité,...) ;
- Une détermination du **risque d'endommagement** et des seuils de déformations admissibles par les ouvrages existants, en accord avec les contraintes exprimées par les **exploitants tiers (SNCF-RFF pour les voies ferrées et Transpole-LMCU pour le métro de Lille)**.

○ Synthèse de la conception

Traversée de Lille

La conception prévoit 800 m d'ouvrages réalisés en méthode souterraine conventionnelle pour le pôle d'échange de Lille-Flandres et environ 2 km de tunnel monotube double-voie réalisé au tunnelier pour le tronçon sud de la section courante.

Dans le détail, le secteur de Lille-Flandres comprend :

- une arrière-gare avec deux tunnels DV de 245 m ;
- une gare de 120 m de long à 4 voûtes principales (7 voûtes en comptant les galeries d'accès) ;
- une avant-gare d'environ de 475 m pour un passage 2 x 2 voie à 2 voies avec plusieurs voies de communications croisées.

La standardisation des méthodes et des structures a été recherchée dans un souci d'optimisation des coûts et des délais. Cependant, ce contexte de grande variabilité des données géométriques nous a conduit lors de ces études préliminaires à montrer le choix de différentes méthodes d'exécution : creusement mécanisé avec tunneliers, creusement conventionnel, creusement semi-mécanisé, avec des traitements des terrains pour les zones médiocres et sans grande couverture, tranchée couverte.

La poursuite de la mise au point des méthodes et les premiers dimensionnements de structures au regard des résultats de la campagne géotechnique permettront une approche globale et plus précise des coûts et délais.

Coût global du génie-civil (SAV et PRI incluses): **780 M€**

Délais global du génie-civil : **3 ans et 6 mois.**

Traversée de Lesquin

La conception prévoit environ 2 km d'ouvrages en tranchée couverte à l'abri de paroi moulées avec 4 voies sur une grande partie, dont 160 m pour la gare.

Coût global du génie-civil (SAV et PRI incluses): **170 M€**

Délais global du génie-civil : **3 ans et 6 mois.**

On rappelle qu'aux coûts du génie-civil, il faudra ajouter les coûts de la réalisation et de la mise en place du second-œuvre et des équipements ; ces coûts devront faire l'objet d'une estimation spécifique.

○ Contraintes d'exploitation, tracé des voies et fonctionnalité des ouvrages

Certains points d'entrée impactent notablement la géométrie et les dimensions des ouvrages tels que proposés dans cette étude, et en particulier ceux de la future gare Lille Flandres et de son entonnement.

Il sera ainsi **essentiel de fiabiliser les contraintes principales suivantes** lors des phases d'études ultérieures :

- **les prévisions d'exploitation** qui impactent **le schéma d'exploitation**, le tracé et la configuration des quais;
- **l'étude du tracé**, qui tient compte de l'implantation des gares et des deux extensions au nord de la gare Lille-Flandres ;
- **la conception fonctionnelle et architecturale des gares**, qui n'a pas été réalisée à ce stade, et qui détermine l'agencement et la configuration des espaces en gare et émergences, les liaisons vers les autres pôles d'échange et in fine, la dimension des ouvrages.

Ainsi, les besoins futurs en termes d'exploitation induisent des configurations d'ouvrages complexes et de dimensions très importantes dans le secteur de Lille-Flandres: il est souhaitable **d'envisager des compromis sur les objectifs d'exploitation** avec les pistes d'améliorations suivantes :

- abaisser les vitesses d'exploitation sur les voies de communication ;
- limiter le nombre de communications entre voies ;
- recherche d'alternatives pour la configuration des voies de communications croisées.

L'implantation en plan et en profil du tracé pourra être optimisée afin de limiter les impacts sur les avoisinants les plus sensibles. En particulier, au sud de Lille-Flandres **un décalage à l'Ouest du faisceau de voies exploitées devrait être étudié**, afin de diminuer les longueurs creusées sous les voies ferroviaires existantes en surface (exploitants tiers sensibles), qui totalisent environ 2 km dans le tracé de référence.

Au sud de la gare de Lesquin, le **rétablissement de la ligne LRF au même niveau que celui de la future ligne SNCF**, soit au-dessus du boulevard du petit Quinquin, permettrait de diminuer significativement la longueur des ouvrages souterrains, et par conséquent le coût global de la traversée de Lesquin.

Enfin, il est important de rappeler qu'une **étude fonctionnelle et architecturale globale des espaces souterrains** sera indispensable pour fiabiliser la conception préliminaire du génie-civil des ouvrages telle que proposée dans ce rapport et permettre de poursuivre les études, que ce soit pour les gare ou pour les connections aux pôles de transports existants : circulations des flux, espaces techniques et voyageurs, accessibilité PMR, ventilation...

Dans le cas des gares souterraines, des études spécifiques à la **sécurité des usagers** (dont **ventilation et désenfumage**) et à **l'accès des secours**, seront à réaliser dans cette démarche globale. Les **dimensions des quais** seront aussi fiabilisées suite à ces études.

○ Emprise chantier et acquisitions

L'acquisition et la mise à disponibilité des emprises qui sont nécessaires à la réalisation des ouvrages (installations de chantier, puits travaux, ouvrages de têtes, puits d'accès aux secours,...) **devront être confirmées par le MOA en accord avec les tiers, en particulier la SNCF.** A ce stade il faudra ainsi prévoir :

- **3000 à 5000 m²** pour l'ensemble des installations de chantier **le long des tranchées de la traversée de Lesquin ;**
- **4000 à 7000 m²** pour les installations de chantier principales du tunnelier, **à proximité de la tête Sud**, partiellement **au droit des terrains sportifs ;**
- 500 à 1000 m² pour les zones de chantier et l'implantation des puits d'accès aux secours du tunnel ;
- **3000 à 5000 m²** pour les installations de chantier de Lille-Flandres, **au droit du Tri Postal ;**
- **des emprises supplémentaires** pour les installations de chantier secondaires des ouvrages de Lille-Flandres **au nord du Zénith ou sur le parking au sud du Tri Postal.**

Cas particulier du puits de travaux principal des ouvrages de Lille-Flandres

A ce stade des études préliminaires, pour fiabiliser le phasage, la logistique et le planning de construction, **un puits travaux d'environ 2000 m²**, dans lequel pourra s'inscrire toute la largeur de la gare et une partie des ouvrages de l'avant-gare sud, s'avère indispensable. La réalisation de ce puits implique :

- une **neutralisation temporaire de certaines voies de l'avenue Willy Brandt** à proximité du Tri Postal, avec comme contrainte de **garantir à minima une circulation alternée;**
- une **neutralisation temporaire des 2 voies SNCF qui sont contre le bâtiment du Tri Postal**, qui nécessite **l'accord de la SNCF.**

○ Valorisation et évacuation des déblais

Afin de fiabiliser la logistique et le phasage général des travaux, une analyse spécifique de la **valorisation et de la logistique d'évacuation des déblais depuis leur zone de stockage tampon jusqu'aux sites de stockage définitif** ou avant réutilisation sera indispensable lors des phases d'études ultérieures.

6. ACRONYMES

BVN	Bassin Versant Naturel
CF	Couche de Forme
DBT	Déblai
DL	Drainage Longitudinal
DV	Double Voie (ou Doublement de Voie)
EP	Etude Préliminaire
Fe	Fil d'eau
FBPB	Fossé Béton Préfabriqué à Barbacanes
MOE	Maitrise d'Œuvre
PF	Plateforme
PK	Point Kilométrique
PR	Profil Rasant
PRO	Phase Projet
OE	Ouvrage Élémentaire (DBT / RBT / PR)
OH	Ouvrage Hydraulique pour le rétablissement des écoulements naturels sous plateforme
PL	Profil en Long
PRA	Passage inférieur routier (Pont-rail)
PRO	Passage supérieur routier (Pont-Route)
RBT	Remblai
SC	Sous-Couche