

INFRABEL
Direction Infrastructure
Division I-I.53
Section 56
☎ 911/54382
✍ DVD/PVH

Bruxelles, le 16 avril 2012

Avis 16 I-I/2012

Distribution:

| | | |
|----------|---|-----------------|
| 51 | : | 1 |
| 51.5 | : | 3, 4, 5, 62, 91 |
| 51.622 | : | 91 |
| 510 | : | 11, 91 |
| 511, 514 | : | 5, 62 |
| 515 | : | 91, 195 |
| 518 | : | 5 |
| 701 | : | 5 ex. |
| 704 | : | 2 ex. |
| 710 | : | 91 |
| 711, 712 | : | 4, 5, 62 |
| 9001568 | : | 2 ex. |
| 9001509 | : | 5 ex. |
| Réserve | : | I-I.501: 50 ex. |

PTR OA01

Construction et maintenance des ouvrages d'art
Fascicule 1 – Construction des ouvrages d'art et bâtiments

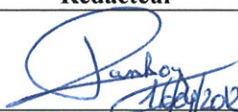
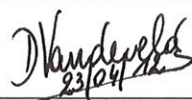
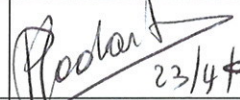

La PTR OA01 se compose de deux fascicules:

- Fascicule 1: Construction des ouvrages d'art et bâtiments;
- Fascicule 2: Maintenance des ouvrages d'art.

Le présent fascicule 1 annule et remplace le chapitre 30.2.0 de l'avis 11 I/1992 du 09.10.1992.

Date d'application: immédiate

Une version électronique du document est consultable sur le site INTRAWEB à l'adresse suivante: Infrabel / Infrastructure / 5 Voies – ouvrages d'art - bâtiments / Ouvrages d'art / Documents I-I.53 / Avis

| | | | | |
|--|---|---|---|---|
| Réf.: Avis 16 I-I/2012 | | | Version: 1.0 | |
| Libellé: PTR OA01 – Fascicule 1: Construction des ouvrages d'art et bâtiments | | | Le: 16.04.2012 | |
| | Rédacteur | Coordinateur | Approbation | Autorisation |
| Date & signature |  |  |  23/4/12 |  |
| Nom | P. VANHOOYMISSEN | D. VAN DE VELDE | P. GODART | L. VANSTEENKISTE |
| Position | ir. I-I.531 | Chef de division I-I.53 | Chef de service I-I.5 | Directeur-Général I-I |

Direction Infrastructure

**Prescriptions Techniques Réglementaires
Ouvrages d'art et Bâtiments**



Passage inférieur “Snepbrug” sur la Lys

**PTR OA01 Fascicule 1 :
Construction des ouvrages d'art et bâtiments
Version 1.0**

Aperçu historique

Le PTR OA01 Fascicule 1 remplace le chapitre 30.2.0 : Conditions générales – Etudes et Projets, édition 1992.

| Version | Draft | Date | Objet | Page |
|----------------|--------------|-------------|------------------------------|-------------|
| 1.0 | | 16/04/2012 | Edition PTR OA01 Fascicule 1 | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Table des matières

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUCTION..... | 8 |
| 1.1 | OBJET..... | 8 |
| 1.2 | UTILISATION | 8 |
| 1.3 | DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE | 8 |
| 1.3.1 | <i>Eurocodes</i> | 8 |
| 1.3.2 | <i>Spécifications Techniques d'Interopérabilité (STI)</i> | 9 |
| 2 | LIGNES DIRECTRICES CONCERNANT L'ÉLABORATION DE PROJETS | 10 |
| 2.1 | GÉNÉRALITÉS..... | 10 |
| 2.2 | ELABORATION DU PROJET | 10 |
| 2.2.1 | <i>Elaboration de l'avant-projet</i> | 10 |
| 2.2.2 | <i>Elaboration du projet définitif</i> | 11 |
| 2.2.3 | <i>Modèles 3D intégrés</i> | 13 |
| 2.3 | DOCUMENTS À FOURNIR..... | 14 |
| 2.3.1 | <i>Documents à fournir après approbation de l'avant-projet ou du projet définitif</i> | 14 |
| 2.3.2 | <i>Exécution des travaux</i> | 15 |
| 2.4 | PRINCIPES POUR L'EXÉCUTION DES ÉTUDES | 16 |
| 2.4.1 | <i>Calculs de structure</i> | 16 |
| 2.4.2 | <i>Modélisation des structures</i> | 17 |
| 2.4.3 | <i>Utilisation de codes de calcul</i> | 17 |
| 2.4.3.1 | Sortie des résultats | 17 |
| 2.4.3.2 | Contrôle minimal | 18 |
| 2.4.4 | <i>Contenu des notes de calcul</i> | 18 |
| 3 | ACTIONS À PRENDRE EN CONSIDÉRATION..... | 19 |
| 3.1 | ACTIONS SUR LES OUVRAGES D'ART..... | 19 |
| 3.1.1 | <i>Généralités</i> | 19 |
| 3.1.2 | <i>Poids propre de structure</i> | 19 |
| 3.1.3 | <i>Actions permanentes</i> | 19 |
| 3.1.3.1 | Surcharge du revêtement routier | 19 |
| 3.1.3.2 | Lit de ballast..... | 19 |
| 3.1.3.3 | Caniveaux à câbles..... | 20 |
| 3.1.4 | <i>Actions variables pour le trafic routier</i> | 20 |
| 3.1.5 | <i>Actions variables pour les piétons</i> | 21 |
| 3.1.5.1 | Passerelles et trottoirs publics | 21 |
| 3.1.5.2 | Trottoirs de service..... | 21 |
| 3.1.5.3 | Quais..... | 21 |
| 3.1.5.4 | Garde-corps..... | 22 |
| 3.1.6 | <i>Actions variables pour le trafic ferroviaire</i> | 22 |
| 3.1.6.1 | Modèles de charges | 22 |
| 3.1.6.2 | Effets dynamiques..... | 23 |
| 3.1.6.3 | Facteur de classification α | 24 |
| 3.1.6.4 | Coefficient de majoration dynamique | 24 |
| 3.1.6.5 | Constructions à plusieurs voies | 25 |
| 3.1.6.6 | Efforts de freinage et démarrage | 25 |
| 3.1.7 | <i>Interactions entre la structure de l'ouvrage d'art et la voie en longs rails soudés</i> | 26 |
| 3.1.7.1 | Introduction..... | 26 |
| 3.1.7.2 | Forces de freinage et de démarrage..... | 27 |
| 3.1.7.3 | Effets thermiques dans la voie sans joint | 27 |
| 3.1.7.4 | Effet de la déformation de la superstructure sous charges verticales | 28 |
| 3.1.8 | <i>Autres actions variables</i> | 30 |
| 3.1.8.1 | Action du vent..... | 30 |
| 3.1.8.2 | Effets thermiques | 32 |
| 3.1.8.3 | Neige..... | 34 |
| 3.1.8.4 | Tassements..... | 34 |
| 3.1.8.5 | Retrait et fluage..... | 34 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 3.1.8.6 | Efforts horizontaux dans les appareils d'appui mobiles..... | 34 |
| 3.1.8.7 | Montage et autres opérations..... | 35 |
| 3.1.8.8 | Déplacements aux appuis et joints | 35 |
| 3.1.8.9 | Coefficients dynamiques affectant les charges réelles | 35 |
| 3.1.8.10 | Forces d'inertie sur les ponts mobiles..... | 35 |
| 3.1.9 | <i>Actions accidentelles</i> | 36 |
| 3.1.9.1 | Tremblements de terre..... | 36 |
| 3.1.9.2 | Heurts de ponts | 36 |
| 3.1.9.3 | Charge accidentelle due à la rupture de caténaires | 39 |
| 3.1.10 | <i>Fatigue</i> | 39 |
| 3.1.10.1 | Généralités | 39 |
| 3.1.10.2 | Modèles de charge de fatigue pour ponts-routes | 40 |
| 3.1.10.3 | Modèles de charge de fatigue pour ponts de chemin de fer..... | 40 |
| 3.1.10.4 | Ponts mobiles..... | 41 |
| 3.1.11 | <i>Actions sur les massifs de sol</i> | 41 |
| 3.1.11.1 | Pression neutre | 41 |
| 3.1.11.2 | Surcharge | 41 |
| 3.2 | ACTIONS SUR LES BÂTIMENTS | 42 |
| 4 | FONDATIONS..... | 43 |
| 4.1 | GÉNÉRALITÉS..... | 43 |
| 4.2 | PROTECTION DE CONSTRUCTIONS GEOTECHNIQUES CONTRE LA CORROSION..... | 43 |
| 4.3 | ETUDE GEOTECHNIQUE | 44 |
| 4.3.1 | <i>Etude préalable</i> | 44 |
| 4.3.2 | <i>Essais de pénétration</i> | 44 |
| 4.3.3 | <i>Forages</i> | 45 |
| 4.3.3.1 | Forage avec prélèvement d'échantillons remaniés..... | 45 |
| 4.3.3.2 | Forage avec prélèvement d'échantillons non remaniés..... | 45 |
| 4.3.4 | <i>Essais en laboratoire</i> | 46 |
| 4.3.5 | <i>Mesures piézométriques</i> | 46 |
| 4.3.6 | <i>Essais pressiométriques</i> | 46 |
| 4.3.7 | <i>Essais de pompage</i> | 47 |
| 4.3.8 | <i>Etude sismique du sol</i> | 47 |
| 4.3.9 | <i>Carottages dans des formations rocheuses</i> | 47 |
| 4.4 | CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS | 47 |
| 4.4.1 | <i>Charges</i> | 47 |
| 4.4.2 | <i>Fondations directes</i> | 47 |
| 4.4.3 | <i>Fondations profondes</i> | 47 |
| 4.4.4 | <i>Déformations dues au tassement</i> | 49 |
| 4.5 | STABILITÉ DES FONDATIONS | 49 |
| 5 | CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ ET PRÉCONTRAIT..... | 50 |
| 5.1 | CALCULS ET VÉRIFICATIONS. | 50 |
| 5.2 | DONNÉES POUR LES CALCULS. | 50 |
| 5.2.1 | <i>Données géométriques</i> | 50 |
| 5.2.2 | <i>Imperfections géométriques</i> | 50 |
| 5.2.3 | <i>Géométrie des sections</i> | 50 |
| 5.2.4 | <i>Coefficients partiels relatifs aux matériaux</i> | 51 |
| 5.2.5 | <i>Détermination de l'effet de la précontrainte</i> | 52 |
| 5.2.6 | <i>Effets structurels des déformations différées du béton</i> | 52 |
| 5.3 | BÉTON..... | 53 |
| 5.3.1 | <i>Résistance</i> | 53 |
| 5.3.1.1 | Résistance de calcul | 53 |
| 5.3.2 | <i>Déformation élastique</i> | 53 |
| 5.3.3 | <i>Fluage</i> | 53 |
| 5.3.3.1 | Méthode de détermination du coefficient de fluage | 54 |
| 5.3.4 | <i>Retrait</i> | 55 |
| 5.4 | ACIER D'ARMATURE PASSIVE | 55 |
| 5.4.1 | <i>Domaine d'application</i> | 55 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 5.4.2 | <i>Hypothèses de calcul</i> | 56 |
| 5.4.3 | <i>Géométrie</i> | 56 |
| 5.5 | ACIER DE PRÉCONTRAINTÉ | 56 |
| 5.5.1 | <i>Domaine d'application</i> | 56 |
| 5.5.2 | <i>Propriétés</i> | 56 |
| 5.5.3 | <i>Hypothèses de calcul</i> | 57 |
| 5.5.4 | <i>Géométries types d'armatures de précontrainte</i> | 57 |
| 5.5.5 | <i>Relaxation</i> | 57 |
| 5.6 | CLASSES D'EXPOSITION DU BÉTON ET ENROBAGE DES ARMATURES | 57 |
| 5.6.1 | <i>Type de béton dans les cas les plus courants</i> | 57 |
| 5.7 | DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ARMATURES | 58 |
| 5.7.1 | <i>Généralités</i> | 58 |
| 5.7.2 | <i>Armatures passives</i> | 58 |
| 5.7.2.1 | Ancrages des armatures longitudinales | 58 |
| 5.7.2.2 | Recouvrements..... | 60 |
| 5.7.3 | <i>Armatures de précontrainte</i> | 63 |
| 5.7.3.1 | Ancrage des armatures précontraintes dans la section..... | 63 |
| 5.7.3.2 | Organes d'ancrage..... | 63 |
| 5.8 | VÉRIFICATION DES SECTIONS | 64 |
| 5.8.1 | <i>Flexion à l'ELU</i> | 64 |
| 5.8.2 | <i>Critères de dimensionnement des éléments en béton précontraint</i> | 64 |
| 5.8.3 | <i>Contrôle de la flèche</i> | 64 |
| 5.8.4 | <i>Maîtrise de la fissuration</i> | 64 |
| 5.8.5 | <i>Etats limites provoqués par des déformations structurelles (flambement)</i> | 65 |
| 5.9 | RÉSISTANCE À LA FATIGUE DES TABLIERS EN BÉTON | 65 |
| 5.9.1 | <i>Généralités</i> | 65 |
| 5.9.2 | <i>Types de rupture de fatigue</i> | 66 |
| 5.9.3 | <i>Vérification de l'état limite de rupture par fatigue</i> | 66 |
| 5.9.3.1 | Assemblages par organes mécaniques..... | 67 |
| 5.9.4 | <i>Contrôle de l'état limite de rupture de fatigue pour la construction d'ouvrages d'art</i> | 68 |
| 5.9.4.1 | Ponts-routes..... | 68 |
| 5.9.4.2 | Ponts-rails | 69 |
| 6 | CONSTRUCTIONS EN ACIER | 70 |
| 6.1 | DOMAINE D'APPLICATION..... | 70 |
| 6.2 | EXIGENCES PARTICULIÈRES POUR LES PONTS MÉTALLIQUES | 70 |
| 6.3 | QUALITÉS D'ACIER À UTILISER | 71 |
| 6.3.1 | <i>Qualités d'acier pour la construction de ponts</i> | 71 |
| 6.3.2 | <i>Qualités d'acier pour la construction de bâtiments</i> | 72 |
| 6.4 | ASSEMBLAGES | 72 |
| 6.4.1 | <i>Conception</i> | 72 |
| 6.4.2 | <i>Assemblages par soudure</i> | 73 |
| 6.4.2.1 | Assemblages par soudure (en atelier)..... | 73 |
| 6.4.2.2 | Soudage sur chantier | 73 |
| 6.4.3 | <i>Joints de montage</i> | 73 |
| 6.4.3.1 | Généralités | 73 |
| 6.4.3.2 | Oeillets de levage – Pièces d'amorçage des soudures..... | 75 |
| 6.5 | PRESCRIPTIONS PARTICULIÈRES RELATIVES À LA FATIGUE DANS LA CONSTRUCTION DE PONTS | 75 |
| 6.5.1 | <i>Fatigue des ponts-routes</i> | 75 |
| 6.5.2 | <i>Fatigue des ponts-rails</i> | 76 |
| 7 | CONSTRUCTIONS MIXTES ACIER-BÉTON | 78 |
| 7.1 | DOMAINE D'APPLICATION | 78 |
| 7.2 | CLASSIFICATION DES SECTIONS..... | 78 |
| 7.3 | CONCEPTS TYPES POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS | 79 |
| 7.3.1 | <i>Fabrication des différents types de ponts ou de poutres</i> | 79 |
| 7.3.1.1 | Tablier à poutres enrobées..... | 79 |
| 7.3.1.2 | Tabliers de ponts avec poutres préfléchies et précontraintes..... | 80 |
| 7.4 | ELABORATION DU PROJET | 86 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 7.4.1 | État limite ultime | 86 |
| 7.4.2 | État limite de service | 86 |
| 7.4.2.1 | Généralités | 86 |
| 7.4.2.2 | Préflexion | 87 |
| 7.5 | LIAISON ENTRE L'ACIER ET LE BÉTON | 87 |
| 7.5.1 | Connecteurs | 87 |
| 7.5.2 | Liaison entièrement et partiellement résistante au cisaillement | 88 |
| 8 | CONSTRUCTION EN BOIS | 90 |
| 9 | ETAT LIMITE DE SERVICE | 91 |
| 9.1 | ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES OUVRAGES D'ART | 91 |
| 9.1.1 | Définitions | 91 |
| 9.1.1.1 | Déformées verticales | 91 |
| 9.1.1.2 | Contre-déformées | 92 |
| 9.1.1.3 | Gauche | 92 |
| 9.1.1.4 | Rotation angulaire | 92 |
| 9.1.2 | Déformations des ponts-routes | 93 |
| 9.1.3 | Déformations des passerelles | 93 |
| 9.1.4 | Déformations des ponts-rails | 93 |
| 9.1.4.1 | Limitation de la flèche verticale | 93 |
| 9.1.4.2 | Limitation des rotations angulaires | 94 |
| 9.1.4.3 | Limitation du gauche dû à la déformation du pont | 95 |
| 9.1.4.4 | Limitation de la déformation horizontale | 95 |
| 9.1.5 | Cas particulier des ponts mobiles | 95 |
| 9.2 | ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES BÂTIMENTS | 96 |
| 10 | APPAREILS D'APPUI DE PONTS | 97 |
| 10.1 | DOMAINE D'APPLICATION ET TYPES D'APPUIS | 97 |
| 10.2 | DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX APPUIS | 97 |
| 10.3 | MÉTHODES DE CALCUL (APPUIS EN ÉLASTOMÈRE) | 97 |
| 10.3.1 | Notations et symboles complémentaires utilisés dans cet article | 98 |
| 10.3.2 | Sollicitations de calcul | 98 |
| 10.3.3 | Méthode de calcul des appuis en élastomère fretté | 99 |
| 10.3.4 | Méthode de calcul pour les appuis en élastomère non fretté | 100 |
| 10.3.5 | Appareils d'appui à pot | 100 |
| 11 | MOYENS D'EXÉCUTION | 101 |
| 11.1 | REMARQUE GÉNÉRALE | 101 |
| 11.2 | DOCUMENTS À FOURNIR PAR L'AUTEUR DU PROJET ET L'ADJUDICATAIRE | 101 |
| 11.2.1 | Planning | 102 |
| 11.3 | DÉMOLITION D'OUVRAGES D'ART D'ART ET DE BÂTIMENTS AU-DESSUS DES VOIES | 103 |
| 11.4 | EMPIÈTEMENT OU RISQUE D'EMPIÈTEMENT DANS LA ZONE DANGEREUSE | 103 |
| 11.5 | TRAVAUX A PROXIMITE D'INSTALLATIONS DESTINEES A LA TRACTION ELECTRIQUE | 104 |
| 11.6 | PLAN DE SECURITE ET DE SANTE (PSS) | 104 |
| 11.7 | PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT | 105 |
| 11.7.1 | Protection de l'environnement contre les nuisances sonores et les vibrations | 105 |
| 11.7.2 | Protection de l'environnement contre les hydrocarbures | 105 |
| 11.7.3 | Protection de l'environnement contre les boues et les poussières | 105 |
| 11.8 | POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAIT OU MIXTES ACIER-BÉTON | 105 |
| 11.9 | POSE ET DÉPOSE DE POUTRES | 106 |
| 11.10 | MATÉRIAUX LIVRÉS PAR INFRABEL | 107 |
| 11.11 | PROTECTION ET ENTRETIEN DES PONTS ET BÂTIMENTS | 107 |
| 11.12 | RABATTEMENT ET ÉVACUATION DES EAUX | 108 |
| 11.12.1 | Evacuation des eaux | 108 |
| 11.12.2 | Rabattement de la nappe phréatique | 108 |
| 11.12.2.1 | Généralités | 108 |
| 11.12.2.2 | Critères de tassement | 109 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 11.12.3 | <i>Protection des constructions existantes</i> | 109 |
| 11.13 | CLÔTURE DU CHANTIER | 111 |
| 11.13.1 | <i>Accès aux propriétés privées</i> | 111 |
| 11.14 | CONDITIONS PARTICULIÈRES POUR CERTAINES RÉCEPTIONS | 111 |
| 11.14.1 | <i>Réception technique préalable des matériaux de base</i> | 111 |
| 12 | ESSAIS DE PONT | 112 |
| 12.1 | DOMAINE D'APPLICATION..... | 112 |
| 12.2 | BUT DES ESSAIS DE MISE EN CHARGE..... | 112 |
| 12.3 | PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES | 112 |
| 12.3.1 | <i>Essais de mise en charge de ponts-rails</i> | 112 |
| 12.3.2 | <i>Essais de mise en charge de ponts-routes</i> | 113 |
| 12.4 | ETABLISSEMENT DU PROGRAMME THÉORIQUE DES OPÉRATIONS DE CHARGEMENT | 113 |
| 12.5 | EXAMEN PRÉALABLE DE LA CONSTRUCTION. | 113 |
| 12.6 | APPLICATION DES CHARGES - MESURES - CONTRÔLES | 114 |
| 12.7 | CONCLUSIONS À TIRER DES ESSAIS DE CHARGEMENT | 116 |
| 13 | GABARIT D'ESPACE LIBRE ET DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES | 118 |
| 13.1 | GABARIT D'ESPACE LIBRE..... | 118 |
| 13.2 | DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES POUR LES "LIGNES CLASSIQUES" | 119 |
| 13.3 | SECURITE ELECTRIQUE..... | 120 |

1 Introduction

1.1 Objet

Les dispositions et prescriptions techniques relatives aux entreprises de travaux du département Infrastructure, qui constituent la troisième partie du cahier général des charges pour les contrats relatifs aux entreprises de travaux, de fournitures et de services à Infrabel, sont reprises dans le Fascicule 30.2, pour autant que celui-ci soit encore d'application, ainsi que dans les Fascicules 33 et 34.

1.2 Utilisation

Le présent document "PTR OA01 Fascicule 1" remplace le Chapitre 30.2.0 du Fascicule 30.2 et reprend les dispositions générales, la conception et les prescriptions techniques générales d'application à l'exécution de travaux, de fournitures et de services en matière de construction de ponts, d'autres ouvrages d'art et bâtiments. Le document doit être traité comme un *document rattaché aux normes Eurocode* et comprend les dispositions et les prescriptions techniques spécifiques à Infrabel. Le document PTR OA01 Fascicule 1 *remplace* les prescriptions correspondantes des normes Eurocode.

Dès que l'annexe nationale belge (ANB) de la norme Eurocode sera publiée, la norme Eurocode sera d'application avec son ANB.

Tant que l'ANB de la norme Eurocode n'est pas publiée, les valeurs proposées des paramètres, à déterminer au niveau national, sont suivies. Si des hypothèses doivent toutefois être énoncées, celles-ci seront d'abord soumises à l'approbation de l'autorité.

1.3 Documents de référence

1.3.1 Eurocodes

La Table 1.1 fournit un aperçu des principales normes Eurocode pour la construction d'ouvrages d'art. L'adjudicataire ou son bureau d'études est tenu de se baser sur une liste actualisée (année, publication ou non d'une annexe nationale, ...) à la date d'adjudication.

| | |
|-------------------|---|
| Eurocode 0 | Bases de calcul des structures |
| NBN EN 1990 | Partie 0 : Bases de calcul des structures |
| EN 1990/A.2 | Applications aux ponts |
| Eurocode 1 | Actions sur les structures |
| NBN EN 1991-1-1 | Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiments |
| NBN EN 1991-1-4 | Actions générales – Actions du vent |
| NBN EN 1991-1-5 | Actions générales – Actions thermiques |
| NBN EN 1991-1-6 | Actions générales – Actions en cours d'exécution |
| NBN EN 1991-1-7 | Actions générales – Actions accidentelles |
| NBN EN 1991-2 | Actions sur les ponts, dues au trafic |
| Eurocode 2 | Calcul des structures en béton |
| NBN EN 1992-1-1 | Règles générales et règles pour les bâtiments |
| NBN EN 1992-2 | Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives |
| Eurocode 3 | Calcul des structures en acier |
| NBN EN 1993-1-1 | Règles générales et règles pour les bâtiments |
| NBN EN 1993-1-8 | Calcul des assemblages |
| NBN EN 1993-1-9 | Fatigue |
| NBN EN 1993-2 | Ponts métalliques |
| Eurocode 4 | Calcul des structures mixtes acier-béton |
| NBN EN 1/01/1994 | Règles générales et règles pour les bâtiments |
| NBN EN 1994-2 | Règles générales et règles pour les ponts |
| Eurocode 7 | Calcul géotechnique |
| NBN EN 1997-1 | Règles générales |
| NBN EN 1997-2 | Reconnaissance des terrains et essais |

Table 1.1 - Aperçu des Eurocodes¹

1.3.2 Spécifications Techniques d'Interopérabilité (STI)

La STI "infrastructure" fixe les exigences essentielles auxquelles les infrastructures doivent satisfaire pour garantir l'interopérabilité du système ferroviaire transeuropéen.

La STI "sécurité dans les tunnels ferroviaires" porte sur la prévention et la limitation d'accidents et d'incidents dans les tunnels.

La Table 1.2 fournit un aperçu des principales normes STI concernant la construction d'ouvrages d'art.

| |
|--|
| STI |
| Sous-système "infrastructure" du système ferroviaire transeuropéen conventionnel |
| Sous-système "infrastructure" du système ferroviaire transeuropéen à grande vitesse |
| "Sécurité dans les tunnels ferroviaires" du système ferroviaire transeuropéen conventionnel et du système ferroviaire transeuropéen à grande vitesse |

Table 1.2 - Récapitulatif des STI

¹ Cette liste est indicative et non exhaustive

2 Lignes directrices concernant l'élaboration de projets

2.1 Généralités

L'adjudicataire effectue toutes les opérations de métrage en vue de l'exécution correcte des travaux : notamment le contrôle de la situation existante et l'exposé de la nouvelle situation. Des mesures précises sont primordiales dans le cas de travaux comprenant des éléments préfabriqués. Avant de commander la préfabrication des éléments, l'adjudicataire procédera au mesurage de l'ensemble de la situation existante sur place. Sur la base de ces mesures, l'adjudicataire établira ses plans de préfabrication.

Seul l'adjudicataire est responsable d'un mesurage correct (tant des éléments préfabriqués que de ceux à livrer sur place). L'attention de l'adjudicataire est attirée sur le fait que les mesurages dans les voies ne sont possibles que lors d'une mise hors service.

Les études à fournir par l'adjudicataire ne sont, pour la plupart, pas reprises sous des postes distincts du métré. Elles ne font pas non plus l'objet d'une convention distincte. Les coûts liés aux études sont supposés être entièrement inclus dans les prix introduits par l'adjudicataire, à moins qu'un poste distinct soit expressément prévu à cet égard dans le métré.

Au cours de la phase d'étude, des réunions sont régulièrement organisées entre le bureau d'études désigné, l'organisme de contrôle désigné et reconnu (si imposé dans le cahier spécial des charges), le fonctionnaire dirigeant et le service d'étude I-I.53 d'Infrabel. Durant ces réunions, on discute de l'état d'avancement de l'étude. Le but de ces réunions est de garder à tout moment l'étude sur de bons rails de façon à éviter tout travail inutile, en veillant en permanence à ce que soient respectés les conditions cadres et les principes de base. Ces réunions et tous les coûts y afférents seront repris dans la soumission de l'adjudicataire.

2.2 Elaboration du projet

2.2.1 Elaboration de l'avant-projet

L'avant-projet définit la conception globale du type de pont, la superstructure, l'infrastructure, le type de fondation, le parachèvement architectural et le mode de construction du pont. Un avant-projet se compose :

- des plans généraux avec vue en plan et en élévation de la construction du pont, à une échelle minimale de 1/100, assortis d'une liste des matériaux ;
- des coupes transversales et longitudinales à une échelle minimale de 1/50, ou éventuellement 1/20. Les coupes peuvent le cas échéant être partielles ;
- d'un plan de situation à l'échelle 1/1000 ou 1/10000 avec flèche indiquant le nord et tous renseignements utiles quant à la direction des voies ferrées, routes, voies navigables et bâtiments ou autres constructions adjacentes, ainsi que les impétrants dans la zone des travaux ;

- d'une note de calcul générale, mentionnant les hypothèses principales quant au comportement de la superstructure, de l'infrastructure et des fondations, ainsi que la justification du choix des dimensions principales d'éléments tels que poutres, dalles, colonnes ou fondations.

Il ne peut apparaître aucune divergence entre les documents précités et la conception générale du type de pont ou du type de bâtiment, de superstructure, d'infrastructure et type de fondation, le parachèvement architectural et les dimensions et la disposition des locaux, ces données étant fixées dans les documents établis par Infrabel. En outre, les limites des terrains dont Infrabel est propriétaire, ou des parcelles restant à exproprier, doivent être respectées.

Si l'adjudicataire ou le bureau d'études souhaite apporter des modifications à un élément ou à la totalité de la construction envisagée, ou désire élaborer des propositions en la matière, il doit fournir des documents distincts à cet effet. Le contenu défini ci-dessus doit rester identique. L'adjudicataire doit également fournir un exposé dans lequel il motive, tant sur le plan technique que financier, la proposition de modification.

2.2.2 Elaboration du projet définitif

Le projet définitif doit permettre de réaliser la construction proprement dite; il reflétera aussi fidèlement que possible les travaux à réaliser.

Une attention toute particulière sera accordée à la **durabilité**, et ce dans les moindres détails:

- égouttage correct ;
- aménagement de protections anticorrosion adéquates;
- accessibilité lors des entretiens et des inspections;
- possibilité de remplacement appuis;
- ...

Le projet définitif se compose:

- d'un plan de situation (1/10000 ou 1/1000) avec flèche indiquant le nord, du plan cadastral (1/10000), du plan général (vue en plan et en élévation à l'échelle minimale de 1/100). avec la liste des matériaux, d'un plan d'implantation avec indication des voiries, voies de chemin de fer, voies navigables et bâtiments voisins.
- de plans de coffrage de la superstructure du pont comportant les coupes principales (au 1/20, ou éventuellement 1/50), les coupes longitudinales et transversales, les plans de détail (au minimum au 1/20), comprenant des coupes chaque fois qu'un changement se présente dans la géométrie de l'ouvrage, fixations, appuis, garde-corps, panneaux de protection, raccordements avec talus et murs en retour, poutres, colonnes, dalles, et, notamment, chaque élément faisant partie de l'ouvrage (les échelles sont au minimum de 1/20, ou parfois entre 1/10 et 1/15 – il y a lieu de prévoir une numérotation logique pour chacun de ces éléments);
- de plans de coffrage de l'infrastructure des ponts ou bâtiments (piles, culées, échelle min. 1/50 ou 1/20), et de tous les éléments qui la composent (sommiers, voiles, murs, éléments en retrait, socles avec indication des niveaux, etc.), de plans concernant les

- dispositifs d'évacuation des eaux et leur emplacement à partir de l'ouvrage d'art ou du bâtiment vers les fossés ou égouts;
- de plans d'implantation de l'ouvrage d'art et des fondations (pieux ou semelles de fondation), avec indication des inclinaisons et niveaux de la base des semelles, des pieux et des fondations (au 1/20);
 - de plans d'armature de la superstructure, de l'infrastructure et des fondations, avec numérotation des barres, indication dans les différentes coupes, emplacement, diamètres, forme et recouvrements, joints éventuels, manchons, qualités et nature, bordereau des longueurs et pliage ;
 - de profils longitudinaux et transversaux des voies et de la voirie, et de tout renseignement topographique utile vis-à-vis de l'exécution des travaux ;
 - de plans de construction de poutres, colonnes et charpentes métalliques, et, en général, de tous les éléments d'une superstructure en acier avec indication des types et dimensions des soudures, de la nature et des dimensions des boulons, de la localisation et des dimensions des trous forés et de leurs tolérances, des écrous et des ancrages (au min. au 1/20 et les coupes au 1/10), avec indication de la flexion à charge constante et de toutes les qualités d'acier. Dans le cas de constructions mixtes acier-béton, on y ajoutera l'éventuelle préflexion et la flexion attendue au cours des différentes phases de la construction, ainsi que les moyens d'augmentation d'adhérence comme les connecteurs;
 - de plans de construction de poutres ou éléments préfabriqués avec armatures de précontrainte, tracé et qualité des armatures, détails des blocs d'about, fixation des appareils d'appui, manchons avec indication de la position, du type et de la qualité des armatures (min. au 1/20, coupes au 1/10);
 - de plans de phasage montrant les phases successives de la construction, qui sont prises en compte dans les calculs de résistance;
 - des notes de calcul relatives aux dimensions des éléments principaux et des détails, armatures, stabilité d'ensemble. Et ce, tant aux états limites de service qu'aux états limites ultimes.
 - soit d'un métré descriptif et récapitulatif des travaux, soit uniquement d'un métré récapitulatif, qui sera étoffé par la suite, sans descriptif complet des postes, mais auquel on fait référence dans les parties trois et quatre du cahier des charges. On entend par métré descriptif, une description de tous les postes de matériaux à livrer, à mettre en œuvre et à placer, des quantités supposées ou forfaitaires, et des unités auxquelles se rapportent ces quantités. Par métré récapitulatif, on entend un métré identique au descriptif, sous une forme plus succincte, où il n'apparaît que la dénomination de chaque poste, mais avec les quantités, qui doivent permettre d'établir le prix de la soumission;

- d'une description technique des travaux, comportant les exigences et conditions techniques relatives à la mise en œuvre des matériaux, avec référence aux fascicules techniques d'Infrabel et aux documents de référence existants (notes techniques, normes européennes, ...), ainsi que les exigences techniques particulières et la description de l'utilisation des matériaux non prévus dans les documents susmentionnés.

2.2.3 Modèles 3D intégrés

Les points qui précèdent, s'appuient sur un avant-projet ou un projet définitif établi sur la base de plans. Infrabel peut cependant opter en faveur d'une élaboration de l'étude sur la base d'un modèle 3D entièrement ou partiellement intégré, avec annexes correspondantes.

L'avant-projet ou le projet définitif sur la base d'un modèle 3D² comprend :

- Un modèle 3D numérique en AUTOCAD (.dwg) dans lequel tant les ouvrages d'art et leurs fondations, les travaux de terrassement, les plates-formes, l'hydraulique, les voies, que l'ensemble à réaliser sont repris et sont correctement implantés dans le système de coordonnées Lambert et dans un modèle numérique de terrain existant, constitué sur la base d'une photographie aérienne numérique et des relevés topographiques. L'adjudicataire ou le bureau d'études ne pourra pas invoquer le manque d'exhaustivité ou l'inexactitude des données mises à disposition.
- Le modèle 3D doit permettre à l'Administration ou à l'adjudicataire de consulter lui (elle-même) toutes les données géométriques requises de la situation et des ouvrages d'art à réaliser (épaisseurs, longueurs, largeurs, structure, ...), ainsi que des caractéristiques importantes des matériaux repris dans la structure en couches du modèle. Le modèle est conçu selon une répartition en ensembles ou en paquets. La structure en couches inclut également ces ensembles et sous-ensembles.
- Sauf mention contraire, le modèle 3D comprend toutes les autres disciplines ferroviaires telles que la structure de la voie, les caténaires et leurs massifs de fondation, et les câbles et conduites.
- Une structure en couches établie et bien définie. Comme, par exemple (sauf mention contraire) :

Les couches (layers) sont dénommées comme suit : XX_y_z_z_mat:

- o XX: la discipline technique à l'origine du dessin (ST, LS, LE, HY, TR, HV, LV). Pour son dessin, l'adjudicataire utilise l'acronyme EB :
- o Y: un numéro ayant la signification:

² Les exigences de système minimales pour un modèle 3D intégré sont :

AutoCAD Civil 3D 2009 Recommended System Requirements

Recommended Configuration (excluding server components that are used with project management capabilities)

- Intel® Pentium® 4 or AMD Athlon® processor, 3 GHz or faster;
- Microsoft® Windows Vista® Enterprise, Business, Ultimate; Windows® XP (SP2) (Windows XP 64-bit and Windows Vista 64-bit are supported in 32-bit compatibility mode only);
- 3 GB RAM;
- 5 GB free disk space for installation;
- 1280x1024 true color (OpenGL® accelerator with full OGL ICD support not required), 1600x1200 or greater recommended;
- MS-Mouse-compatible pointing device
- Microsoft Internet Explorer® 6.0 (SP1 of later)
- DVD drive

- 0: nouvelle situation;
 - 1: ligne d'aide;
 - 2: amélioration du sol;
 - 3: situation existante;
 - 4: soutènement;
 - 5: modèle de sol;
 - 6: hydraulique;
 - 7: construction existante, qui est démontée ou démolie durant les travaux;
 - 8: impétrants;
 - z_z: numéro de l'ensemble de construction auquel l'élément appartient;
 - mat: description de la couche.
- En plus du modèle 3D, sont fournis en annexe des ensembles/sous-ensembles, des plans de principe qui sont indispensables à la transposition de l'étude dans des documents d'exécution, à savoir des plans d'armature (principe d'armatures ou bordereau), principes de soutènement et caractéristiques des fondations, phasage dans l'exécution, mesures de sécurité, mesures de limitation des nuisances, solutions types, ...
- Toute adaptation ou tout ajout doit être traité(e) conformément à une procédure établie (comme, par exemple, un modèle 3D numérique adapté ou complété sur lequel l'adaptation/l'ajout a été indiqué(e) sur une couche ou structure en couches créée séparément).

Infrabel estime que le modèle 3D déposé et les annexes doivent contenir **tous** les renseignements utiles pour pouvoir exécuter les travaux.

2.3 Documents à fournir

Infrabel dispose de 30 jours de calendrier après réception des documents à fournir par l'adjudicataire ou son bureau d'études, pour y apporter son approbation. Si Infrabel estime que les documents présentent des lacunes ou sont incomplets, ce dont elle reste seule juge, sans donner lieu à une quelconque indemnité en faveur de l'adjudicataire ou du bureau d'études, elle dispose d'un nouveau délai de 30 jours de calendrier pour examiner les documents et se prononcer. Ce nouveau délai prend cours à la réception des compléments, éclaircissements ou modifications.

2.3.1 Documents à fournir après approbation de l'avant-projet ou du projet définitif

Immédiatement après la notification par Infrabel de l'approbation de l'avant-projet ou du projet définitif, l'adjudicataire ou le bureau d'études fournira :

- 3 séries d'impression des plans sur papier et 1 exemplaire des plans sous forme digitale au format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (p. ex. dxf, dwg, ... lisible en AUTOCAD dernière version en date), ainsi que les plots (fichiers CTB) correspondants, tout cela sur support CD-Rom ;

- 3 exemplaires des autres documents sous format paper et 1 exemplaire sur support électronique, au format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (p. ex. rtf, Word, ...).

2.3.2 Exécution des travaux

L'adjudicataire se charge, **avant le début des travaux**:

- de l'établissement et de la fourniture de tous les plans d'exécution;
- de l'établissement et de la fourniture des plans particuliers de construction et de détail, et des notes de calcul correspondantes;
- de la fourniture des plans d'atelier et des notes de calcul correspondantes établies par les constructeurs ou fabricants désignés par l'adjudicataire;
- d'un planning détaillé qui tient compte des mises hors service limitées du trafic ferroviaire.

Avant le début des travaux, l'adjudicataire fournit :

- 3 séries d'impression des plans sur papier, ainsi que 1 exemplaire des plans sous forme numérique dans un format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., dxf, dwg, ... lisible en AUTOCAD dernière version), ainsi que les plots (fichiers CTB) correspondants, le tout sur support CD-Rom;
- 3 exemplaires des autres documents, ainsi que 1 exemplaire sur support électronique, dans un format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., rtf, Word, ...).

Au cours de l'exécution des travaux, l'adjudicataire ou son bureau d'études seront tenus d'assister Infrabel, plus particulièrement vis-à-vis des aspects suivants :

- L'adjudicataire apportera les étançonnerments nécessaires, compte tenu de la situation locale.

Toutes les excavations dans la zone d'influence de la voie sont obligatoirement à étançonner, le puits de fondation pouvant être ouvert et fermé au cours d'une mise hors service de la voie. La zone d'influence de la voie part de la tête des traverses sous une pente de 4/4. A cet égard, il y a lieu d'opérer une distinction entre la stabilité de la voie et la stabilité du talus. Dans tous les cas, la stabilité des talus et donc de la voie doit être garantie. Et ce, même si le déblai est hors de la zone décrite ci-dessus. Notamment vis-à-vis du grand glissement.

- Difficultés survenant lors de l'exécution des travaux de construction ;
- Etablissement et fourniture de plans de construction particuliers et de notes de calcul si la chose est requise, Infrabel étant seul juge en la matière ;
- Vérification des plans d'atelier, notes de calcul supplémentaires fournies par l'adjudicataire ;
- Fourniture d'éclaircissements ;
- Etude de déformation et étude des tensions lors du test des ponts, et évaluation de ces tests ;
- Réception provisoire et définitive des travaux.

Pour ce qui est de la réception provisoire, l'adjudicataire fournit à ses frais un dossier relatif au suivi de la qualité de la construction (relié et contenant une table des matières et un aperçu global), en 3 exemplaires, ainsi que un exemplaire sur support électronique au format à déterminer de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (p. ex. rtf, Word, ...), qui reprendra les aspects suivants :

- Une vue d'ensemble et une copie de tous les documents fournis et des notes de calcul corroborant les méthodes d'exécution, modifications d'exécution, ...
- Une vue d'ensemble et une copie de tous les rapports d'essais réalisés sur les matériaux par l'adjudicataire ;
- Un rapport sur toutes les difficultés, obstacles ou événements imprévus survenus au cours de l'exécution des travaux, avec un impact potentiel sur la rénovation ou le remplacement de l'ouvrage d'art, la stabilité, l'entretien, l'utilisation ou la tenue en état de l'ouvrage d'art ;
- Un rapport de l'ensemble des mesures, contrôles et réceptions (par des tiers ou par Infrabel), de la qualité et l'origine des matériaux fournis (béton, acier, etc.) ;
- Un métré complet de la situation définitive avec indication exacte des matériaux, des niveaux (TAW) et des coordonnées Lambert de l'ouvrage d'art concerné. Tout écart par rapport au dossier d'adjudication sera clairement indiqué dans un encadré.
- Les plans as-built.

2.4 Principes pour l'exécution des études

2.4.1 Calculs de structure

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans le présent document, les prescriptions de la norme NBN EN 1990 de son annexe A/1, ainsi que de la norme EN 1990 A/2, sont d'application.

Pour autant qu'ils soient significatifs, les effets suivants seront pris en considération :

- les effets dus au retrait et au fluage ;
- les effets de second ordre faisant entrer en ligne de compte l'influence d'imperfections et de modifications de forme au cours de la charge sur les bras de charge, ainsi que sur la répartition des charges ;
- les effets locaux, à hauteur des pièces d'appui, zones de concentration des charges, zones d'ancrage ou dont la géométrie subit des modifications soudaines ;
- l'effet des fluctuations de charge et de la fatigue ;
- la fissuration ou non du béton.

En aucun cas, une redistribution des éléments internes de force de plus de 25 % due à la plasticité ne peut être envisagée au niveau du projet établi à l'état limite ultime.

Tout calcul de structure prendra en compte la stabilité globale de la construction, du système initial non déformé, et, si la chose paraît nécessaire, du système déformé.

Dans certains cas, le projet (et le calcul) de structures ou d'éléments peut se fonder sur des essais. Tout modèle d'essai doit être vérifié au moyen de modèles de calculs, lesquels prendront en compte l'influence des principaux paramètres. Le projet sur la base d'essais doit

faire l'objet d'une justification particulière, ainsi que d'une vérification de l'adéquation entre les conditions d'essai et les conditions réelles.

Infrabel se réserve le droit de demander ou de faire calculer des détails supplémentaires, de faire vérifier des calculs sans devoir indemniser le bureau d'étude.

2.4.2 Modélisation des structures

Les modèles de calcul simplifiés sont autorisés, si le domaine d'application est clairement défini et si les modèles se fondent sur les éléments suivants :

- éléments linéaires tels que poutres et colonnes ;
- éléments bidimensionnels tels que dalles et parois ;
- coques, voiles ;
- la combinaison des éléments susmentionnés en ensembles plus complexes.

Les modèles composés d'éléments ne pouvant être comparés à ceux mentionnés ci-dessus, ne peuvent être acceptés que moyennant une justification particulière, la fiabilité requise étant assurée.

2.4.3 Utilisation de codes de calcul

L'utilisation de codes pour ordinateur est autorisée pour procéder à des calculs de structures. Tout calcul au moyen de tels codes **s'accompagne d'une note explicative** comprenant :

- les limites d'utilisation ;
- les éléments utilisés dans le cadre des calculs effectués (quel type d'élément, les degrés de liberté des éléments, ...) ;
- les croquis et figures de la modélisation de la structure telle qu'acceptée, les conditions aux limites, les points d'application des charges et leur valeur numérique pour chaque cas de charge, la construction logique du modèle ;
- les façons dont sont calculés certains cas de charge spéciaux, tels que l'effet de la précontrainte, la température, les déformations différées, ...
- Pour modéliser le comportement du béton quant au rapport de rigidité réciproque des parties constitutives, il convient de tenir compte du fait que l'élasticité du béton n'est pas constante.

2.4.3.1 *Sortie des résultats*

Les résultats du calcul de structure seront présentés de façon compréhensible et synthétique, de préférence à l'aide d'une réalisation graphique.

Dans tous les cas, la sortie des résultats du code d'ordinateur ne pourra être considérée qu'en tant qu'annexe à la note de calcul accompagnante.

2.4.3.2 *Contrôle minimal*

Les résultats de tout calcul s'appuyant sur un code pour ordinateur doivent être vérifiés à l'aide de méthodes de calcul classiques, basées sur des hypothèses approximatives. Ces calculs ne sont à effectuer que pour les cas de charge et les sections les plus critiques.

Par « méthode de calcul classique », on entend une méthode de calcul de structures qui n'a pas recours à un code d'ordinateur, mais uniquement à des moyens de calcul simples. Elle consiste en une méthode de travail reprise dans la littérature la plus courante traitant de l'analyse des constructions. Elle se base sur les lois simples de la statistique, de la compatibilité des déformations, du principe du travail virtuel ou tout autre principe définissant le maintien de l'équilibre. Des méthodes empiriques classiques peuvent aussi être utilisées pour le contrôle.

2.4.4 Contenu des notes de calcul

Ce qui suit est une énumération du contenu minimum que doivent comporter les notes de calcul, sans pour autant qu'elle soit limitative :

1. Contenu avec titre, description succincte de l'ouvrage d'art ou du bâtiment, signature de l'auteur du projet et date ;
2. Hypothèses adoptées - conditions préalables – références vers la littérature - signes conventionnels – normes utilisées et directives.
3. Un résumé des données du calcul doit figurer au début de la note de calcul. Ce résumé comprend le ou les convois de calcul, le coefficient de classification (si c'est un pont ferroviaire), les coefficients dynamiques appliqués aux différents éléments structuraux, les qualités de béton et d'acier des différents éléments structuraux.
4. Implantation, angle de croisement, tracé des routes, détermination des portées ;
5. Superstructure (tablier, poutres maîtresses, entretoises, raidisseurs, dalles, ...) ; méthodes de calcul utilisées, choix des matériaux et coupes, commentaire vis-à-vis de ces choix, modélisation, calculs et résultats, optimisation. Calcul éventuel avec code pour ordinateur, résumé, représentation graphique, synthèse succincte des résultats, comparaison avec contrôle minimal. Calculs de détail, assemblages, déformations, fatigue. Evaluation de la sécurité, déformabilité, durabilité,
6. Infrastructure (appareils d'appui, poutres sommiers, piles, culées, fondations, murs de soutènement, etc.). Idem point 4.
7. Etude (de sol) géotechnique, plan d'implantation compris.

Tous les calculs d'ingénierie civile doivent être signés par un ingénieur civil ayant au moins 5 années d'expérience en matière de projets et de construction de ponts.

3 Actions à prendre en considération

3.1 Actions sur les ouvrages d'art

3.1.1 Généralités

Ce chapitre reprend les actions caractéristiques d'application à la conception des ouvrages d'art. Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans cet article, la norme NBN EN 1991, parties 1-1 à 1-7, et la norme NBN EN 1991-2 sont d'application.

3.1.2 Poids propre de structure

Les différentes masses volumiques figurent dans la norme NBN EN 1991-1-1.

Pour tenir compte des liaisons, du soudage, de la conservation, etc., un coefficient de majoration de 1,03 est appliqué au poids propre pour les éléments structurels en acier.

3.1.3 Actions permanentes

3.1.3.1 *Surcharge du revêtement routier*

En plus des actions permanentes présentes, les réserves suivantes sont imposées :

- une réserve de profilage : celle-ci permet ultérieurement d'adapter quelque peu le profil en long. Cette réserve de profilage s'étend sur toute la surface du pont;
- une réserve destinée aux adaptations locales du profil en long et aux inégalités locales.

Pour la somme des deux réserves, un forfait de 0,5 kN/m² est adopté aux endroits les plus défavorables de l'ensemble de la surface de pont.

3.1.3.2 *Lit de ballast*

Pour l'ensemble de la voie et du ballast, il convient de tenir compte, sur toute la largeur du lit de ballast, d'une charge de 10kN/m². Si l'épaisseur du lit de ballast sous la traverse est supérieure à 30 cm (voir Figure 3.1), il faudra également comptabiliser la surépaisseur (ballast @ 20 kN/m³).

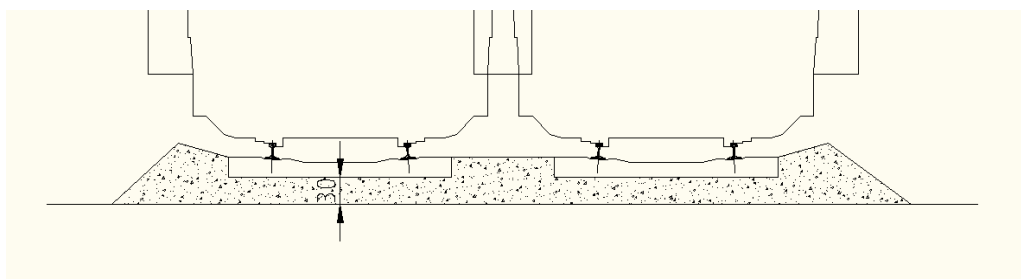


Figure 3.1 - Lit de ballast

3.1.3.3 Caniveaux à câbles

Au droit des caniveaux à câbles, il y a lieu de tenir compte de la charge des câbles présents, avec un minimum de 0,5 kN/m.

3.1.4 Actions variables pour le trafic routier

Comme charge mobile, il faut tenir compte d'une charge théorique constituée de charges concentrées, accompagnées ou non d'une charge uniformément répartie, susceptibles de se présenter sur toute la longueur du pont. La charge uniformément répartie n'est pas interrompue à l'endroit des charges concentrées.

La norme NBN EN 1991-2 définit quatre modèles de charge à considérer **séparément**. Ils incluent aussi les facteurs de majoration dynamique, mais pas d'éventuels facteurs d'adaptation.

Le *modèle de charge 1* présente l'effet du trafic normal et se compose de convois tandems et de charges uniformément réparties, de longueur illimitée et infiniment divisibles, figurant dans le tableau 4.2 de la norme NBN EN 1991-2. Si une ligne d'influence présente aussi bien des parties positives que négatives, on doit considérer pour les ponts-routes que les charges uniformément réparties ne sont appliquées que sur les parties défavorables du tronçon d'influence.

Les valeurs suivantes des facteurs d'adaptation α sont appliquées :

- bande théorique 1 : $\alpha_{Q1} = 1,0$ (*) $\alpha_{q1} = 1,0$ (*)
- bande théorique 2 : $\alpha_{Q2} = 1,0$ (*) $\alpha_{q2} = 1,0$
- bande théorique 3 : $\alpha_{Q3} = 0,0$ $\alpha_{q3} = 1,0$
- surface restante : $\alpha_{qr} = 1,0$

(*) $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{q1} = 0,8$ pour le trafic routier, moyennant une faible circulation de camions

Le *modèle de charge 2* est destiné à étudier des petits éléments de ponts et des situations de charge locales. Le modèle de charge 2 se compose d'une lourde charge par essieu de 400 kN, indiquée au § 4.3.3 de la norme NBN EN 1991-2. Les facteurs d'adaptation β_Q valent 1. Néanmoins, il se peut que dans la situation de charge la plus défavorable, une seule roue de 200 kN soit prise en considération.

Le *modèle de charge 3* est constitué d'un ensemble de convois exceptionnels. Le convoi exceptionnel de calcul doit être défini dans les dispositions techniques du cahier spécial des charges selon l'annexe A de la norme NBN EN 1991-2.

Le convoi exceptionnel circule à l'endroit le plus défavorable de la chaussée. Et ce, de manière compatible avec le trafic routier. Ce convoi exceptionnel se déplace à vitesse réduite, de sorte que l'effet dynamique peut être négligé. Lors du contrôle d'un ouvrage d'art lors du passage d'un convoi exceptionnel, les essieux qui ont influence favorable sur la structure sont supprimés.

Le *modèle de charge 4* ne doit pas être considéré.

Si une voie se situe dans la chaussée d'un pont-route, la charge la plus défavorable attendue et sa fréquence seront vérifiées pour chaque cas séparément et constitueront la base du calcul.

3.1.5 Actions variables pour les piétons

Les passerelles et les trottoirs de ponts doivent convenir à la circulation des piétons, cyclistes et motocyclistes, mais doivent aussi tenir compte de charges de construction et de certains véhicules de service spéciaux et de charges exceptionnelles. Ces actions produisent des charges verticales et horizontales, statiques et dynamiques. Tous ces efforts comprennent aussi des effets de majoration dynamiques.

Une distinction est faite entre les trottoirs publics, les trottoirs de service et les quais.

3.1.5.1 *Passerelles et trottoirs publics*

Trois modèles doivent être considérés séparément :

- *Modèle 1* : une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible q_{fk} .
En ce qui concerne les ponts pour piétons et cyclistes, les valeurs suivantes sont adoptées pour les travées individuelles : $2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L_{Sj} + 30} \leq 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$
où L_{Sj} représente la longueur de travée individuelle (m);
- *Modèle 2* : une charge concentrée Q_{fwb} .
Une charge concentrée de 10 kN doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de 0,10 x 0,10 m²;
- *Modèle 3* : véhicules de service Q_{serv} .
Si aucun obstacle fixe n'entrave la circulation d'un véhicule sur le tablier de pont, un véhicule d'entretien doit être pris en considération. Si aucun véhicule d'entretien n'est prescrit, celui-ci correspond à la charge spéciale définie au § 5.6.3 (2) de la norme NBN EN 1991-2.

3.1.5.2 *Trottoirs de service*

Sur les trottoirs de service, il faut considérer les charges mobiles les plus défavorables énoncées ci-après :

- une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible de 2 kN/m²;
- une charge concentrée de 2 kN doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de 0,20 x 0,20 m².

3.1.5.3 *Quais*

Sur les quais, il faut considérer les charges mobiles les plus défavorables énoncées ci-après :

- une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible de 5 kN/m²;

- une charge concentrée de 20 kN doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de 0,10 x 0,10 m².

Les quais sur lesquels pourraient circuler des véhicules du trafic routier public sont à calculer selon les prescriptions concernant les ponts-routes.

3.1.5.4 Garde-corps

Pour le calcul des garde-corps, de leurs fixations et supports, on considère une charge de 1 kN/m agissant horizontalement à hauteur du garde-corps, mais pas supérieure à 1,20 m de haut. Pour les passerelles de service non accessibles au public, cette charge peut être réduite à 0,5 kN/m.

3.1.6 Actions variables pour le trafic ferroviaire

3.1.6.1 Modèles de charges

La règle générale veut que les nouveaux ponts-rails soient conçus pour la combinaison :

- Modèle de charge 71:
Le modèle de charge 71 illustre l'effet³ de la charge verticale consécutivement au trafic ferroviaire normal, voir Figure 3.2.
- Modèle de charge SW/0:
Le modèle de charge SW/0 traduit l'effet statique de la charge verticale résultant d'un trafic ferroviaire normal, à appliquer uniquement sur des poutres continues (ponts sur plusieurs points d'appui).

Le calcul des ponts-rails est effectué à l'aide du modèle de charge 71. Ce schéma s'applique à l'ensemble des deux files de rails constituant une voie.

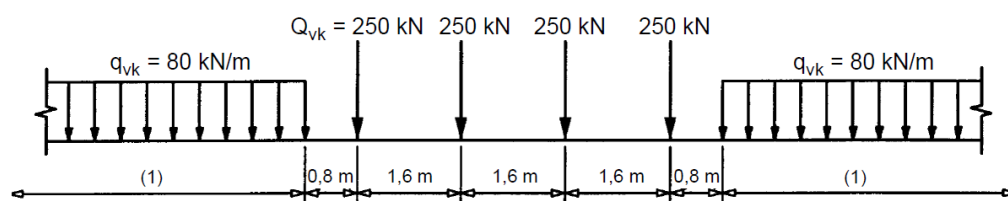


Figure 3.2 - Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Pour la détermination des effets de charge les plus défavorables à l'application du modèle de charge 71 :

- il faut appliquer une charge uniformément répartie, *de longueur illimitée et infiniment divisible* q_{vk} sur une voie et des charges simples exceptionnelles Q_{vk} à quatre reprises maximum, une fois par voie;
- pour les constructions à deux voies, le modèle de charge 71 doit être appliqué sur une seule voie ou les deux;

³ Il s'agit d'un modèle enveloppant, indissociable du facteur de majoration dynamique, qui ne simule aucun train réel à l'arrêt.

- pour les constructions à trois voies ou plus, le modèle de charge 71 doit être appliqué sur une seule voie ou deux ou 0,75 fois le modèle de charge 71 sur trois voies ou plus.

Pour les tabliers de pont isostatiques, le modèle de charge 71 peut être simplifié à une charge équivalente uniformément répartie, exprimée en kN/m (Table 3.1). Une distinction est opérée entre les charges équivalentes pour moment fléchissant et celles pour effort tranchant:

- Q_m charge équivalente pour moment fléchissant (kN/m);
- Q_t charge équivalente pour effort tranchant (kN/m).

| Portée (m) | Q_m (kN/m) | Q_t (kN/m) | Portée (m) | Q_m (kN/m) | Q_t (kN/m) | Portée (m) | Q_m (kN/m) | Q_t (kN/m) |
|---------------|-----------------|-----------------|---------------|-----------------|-----------------|---------------|-----------------|-----------------|
| 0,8 | 625,00 | 625,00 | 7,2 | 160,26 | 189,14 | 36,0 | 104,86 | 108,90 |
| 1,0 | 500,00 | 503,20 | 7,4 | 159,55 | 187,35 | 38,0 | 103,66 | 107,47 |
| 1,2 | 416,67 | 425,56 | 7,6 | 158,77 | 185,60 | 40,0 | 102,58 | 106,17 |
| 1,4 | 357,14 | 371,84 | 7,8 | 157,96 | 183,88 | 42,0 | 101,58 | 104,99 |
| 1,6 | 312,50 | 332,50 | 8,0 | 157,14 | 182,20 | 44,0 | 100,67 | 103,91 |
| 1,8 | 278,34 | 308,64 | 8,2 | 156,30 | 180,56 | 46,0 | 99,84 | 102,92 |
| 2,0 | 251,83 | 300,00 | 8,4 | 155,45 | 178,96 | 48,0 | 99,07 | 102,01 |
| 2,2 | 230,67 | 289,26 | 8,6 | 154,61 | 177,39 | 50,0 | 98,35 | 101,16 |
| 2,4 | 213,40 | 277,78 | 8,8 | 153,76 | 175,87 | 52,0 | 97,69 | 100,38 |
| 2,6 | 199,06 | 266,75 | 9,0 | 152,91 | 174,38 | 54,0 | 97,07 | 99,66 |
| 2,8 | 186,95 | 256,73 | 9,2 | 152,06 | 172,93 | 56,0 | 96,50 | 98,98 |
| 3,0 | 181,58 | 247,64 | 9,4 | 151,23 | 171,52 | 58,0 | 95,96 | 98,35 |
| 3,2 | 179,35 | 239,38 | 9,6 | 150,40 | 170,14 | 60,0 | 95,46 | 97,76 |
| 3,4 | 176,87 | 233,56 | 9,8 | 149,57 | 168,80 | 65,0 | 94,32 | 96,44 |
| 3,6 | 174,24 | 231,48 | 10,0 | 148,76 | 167,49 | 70,0 | 93,35 | 95,30 |
| 3,8 | 173,13 | 228,53 | 11,0 | 144,86 | 161,43 | 75,0 | 92,49 | 94,31 |
| 4,0 | 175,00 | 225,00 | 12,0 | 141,25 | 156,09 | 80,0 | 91,74 | 93,44 |
| 4,2 | 175,74 | 221,27 | 13,0 | 137,95 | 151,37 | 85,0 | 91,08 | 92,67 |
| 4,4 | 175,62 | 217,60 | 14,0 | 134,93 | 147,17 | 90,0 | 90,48 | 91,98 |
| 4,6 | 174,86 | 214,03 | 15,0 | 132,18 | 143,42 | 95,0 | 89,95 | 91,37 |
| 4,8 | 173,61 | 210,56 | 16,0 | 129,67 | 140,05 | 100,0 | 89,47 | 90,81 |
| 5,0 | 172,07 | 208,00 | 17,0 | 127,37 | 137,01 | 110,0 | 88,63 | 89,85 |
| 5,2 | 170,39 | 207,10 | 18,0 | 125,26 | 134,26 | 120,0 | 87,93 | 89,04 |
| 5,4 | 168,60 | 205,76 | 19,0 | 123,32 | 131,76 | 130,0 | 87,34 | 88,36 |
| 5,6 | 166,75 | 204,08 | 20,0 | 121,53 | 129,47 | 140,0 | 86,82 | 87,77 |
| 5,8 | 164,85 | 202,24 | 22,0 | 118,33 | 125,45 | 150,0 | 86,38 | 87,26 |
| 6,0 | 162,94 | 200,36 | 24,0 | 115,60 | 122,02 | 160,0 | 85,99 | 86,81 |
| 6,2 | 161,94 | 198,46 | 26,0 | 113,22 | 119,07 | 170,0 | 85,64 | 86,41 |
| 6,4 | 161,94 | 196,56 | 28,0 | 111,13 | 116,51 | 180,0 | 85,33 | 86,06 |
| 6,6 | 161,74 | 194,67 | 30,0 | 109,29 | 114,25 | 190,0 | 85,06 | 85,75 |
| 6,8 | 161,37 | 192,80 | 32,0 | 107,65 | 112,26 | 200,0 | 84,81 | 85,46 |
| 7,0 | 160,87 | 190,96 | 34,0 | 106,18 | 110,49 | | | |

Table 3.1 - Charge équivalente uniformément répartie, exprimée en kN/m

3.1.6.2 Effets dynamiques

Les critères visant à établir si un calcul dynamique est requis, sont définis suivant l'organigramme repris à la figure 6.9 de la norme NBN EN 1991-2.

3.1.6.3 Facteur de classification α

Les charges du schéma doivent être multipliées par un facteur de classification, voir § 6.2.3 (3) de la norme NBN EN 1991-2. Pour le facteur α , on applique :

- pour le modèle de charge 71 : $\alpha = 1,20$;
- pour le modèle de charge SW/0 : $\alpha = 1,00$;
- pour les lignes à grande vitesse : $\alpha = 1,00$.

En règle générale, le facteur de classification α est appliqué lors des vérifications suivantes:

- état limite ultime;
- action des charges sur les appuis et l'infrastructure.

Le facteur de classification α n'est pas appliqué lors des vérifications suivantes⁴:

- déformations (flèche⁵, gauche⁶, rotation angulaire);
- fatigue;
- fissuration.

3.1.6.4 Coefficient de majoration dynamique

Le supplément dynamique des contraintes et des effets vibratoires dans la construction sont pris en compte au moyen des coefficients dynamiques Φ par lesquels il faut multiplier les moments fléchissants, les efforts tranchants, etc. dus aux charges mobiles⁷. Le coefficient dynamique Φ ne prend toutefois pas en compte les effets de résonance. Le coefficient Φ a la même valeur pour les structures en béton armé, en béton précontraint, en acier, ainsi que pour les constructions mixtes.

Sa valeur dépend des longueurs caractéristiques L_Φ propres aux différents éléments du pont, conformément au tableau 6.2 de la norme NBN EN 1991-2. On ne fait pas de distinction entre les différents types de pose de voie (pose de voie directe ou sur ballast). Les coefficients dynamiques affectent uniquement la charge verticale du Modèle de charge 71, mais ils n'affectent pas les autres charges (forces centrifuges, forces de freinage et de démarrage, effort de lacet).

Les culées, palées, fondations et pressions sur le sol sont à calculer sans tenir compte du coefficient dynamique.

⁴ Le facteur de classification n'est pas appliqué lors des vérifications dont la motivation n'a que peu ou rien à voir avec l'autorisation d'un certain nombre de trains de marchandises très lourds, qui ne circuleront jamais à de grandes vitesses.

⁵ Flèche : la limitation de la flèche est requise pour offrir un confort correct aux voyageurs.

⁶ Gauche : constitue une exigence de sécurité par rapport au déraillement pour les trains plus rapides (dépend de la vitesse de ligne).

⁷ Coefficient dynamique : pour déterminer les effets (contraintes, flèches, accélérations du tablier de pont, etc.) des charges dues au trafic ferroviaire, il faut considérer les effets susmentionnés (voir NBN EN 1991-2, § 6.4.1).

Le coefficient dynamique Φ (Table 3.2), pour des voies, est déterminé par Φ_2 :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \text{ avec } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

Où : L_ϕ longueur "caractéristique" (m) selon la norme NBN EN 1991-2, tableau 6.2.

| L_ϕ (m) | Φ_2 (-) |
|-----------------|-----------------|
| $\leq 3,59$ | 1,67 |
| 4 | 1,62 |
| 5 | 1,53 |
| 10 | 1,31 |
| 20 | 1,16 |
| 30 | 1,09 |
| 40 | 1,06 |
| 50 | 1,03 |
| 60 | 1,01 |
| $\geq 67,24$ | 1,00 |

Table 3.2 - Le coefficient dynamique Φ

Pour les ponts avec une épaisseur de couverture supérieur à 1m, un coefficient dynamique réduit $\Phi_{2,red}$ peut être utilisé, avec:

$$\Phi_{2,red} = \Phi_2 - \frac{h-1,00}{10} \geq 1,0$$

où h est l'épaisseur de couverture, ballast compris depuis le niveau supérieur du tablier jusqu'au niveau supérieur de la traverse (m).

3.1.6.5 Constructions à plusieurs voies

La disposition transversale des voies est fixée par le maître de l'ouvrage. Le projet doit tenir compte d'un déplacement latéral des voies allant jusqu'à 25 cm, si ce déplacement est physiquement possible.

3.1.6.6 Efforts de freinage et démarrage

Si un pont supporte deux voies ou davantage, les efforts de freinage exercés sur une voie seront considérés avec les efforts de traction appliqués sur une autre voie.

Pour les ponts supportant 3 voies ou plus, le modèle de charges doit être appliqué à l'une des voies, à 2 voies ou 0,75 fois le modèle de charges à trois voies ou plus.

3.1.7 Interactions entre la structure de l'ouvrage d'art et la voie en longs rails soudés

3.1.7.1 Introduction

Si la voie s'étend en longs rails soudés au-delà d'une ou des deux extrémités du pont (voie sans joints), alors :

- seule une partie des efforts de freinage et de démarrage sont transmis aux appuis via le tablier, le reste des efforts est transmis par la voie et repris au-delà des culées.
- les déformations du tablier (p. ex. suite à des variations de température, des efforts verticaux, du retrait ou du fluage) engendrent des forces non négligeables dans la direction longitudinale des rails et dans les appuis fixes du pont.

Les effets de ces interactions entre l'ouvrage et la voie sur les charges variables doivent être pris en compte lors de l'étude de la superstructure du pont, des appuis fixes, de l'infrastructure et pour le contrôle des effets des charges dans les rails conformément au §6.5.4 de la NBN EN 1991-2.

Principe des interactions:

Les interactions surviennent suite aux (petits) mouvements du tablier. Elles engendrent, à leur tour, des mouvements dans la voie. Les mouvements relatifs de la voie par rapport au tablier engendrent des forces horizontales (frottement) repris par le tablier.

Lorsque le diagramme des forces (cfr figure 3.3) de la voie est réalisé, les forces horizontales F reprises par le tablier peuvent être déterminées.

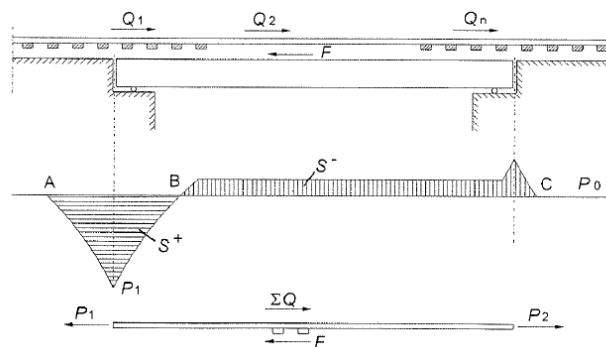


Figure 3.3 - Diagramme des forces de la voie

L'équilibre des forces sur la section de voie comprise entre 2 joints donne:

$$F = \sum Q + P_2 - P_1$$

Etant donné $\sum Q = 0$, la force vaut donc $F = P_2 - P_1$

Schématisation et calcul de l'interaction entre la voie et un pont:

Pour déterminer les effets de charges dans un système d'interaction voie-pont, on peut se baser sur la figure 6.19 de la NBN EN 1991-2 (cfr Figure 3.4).

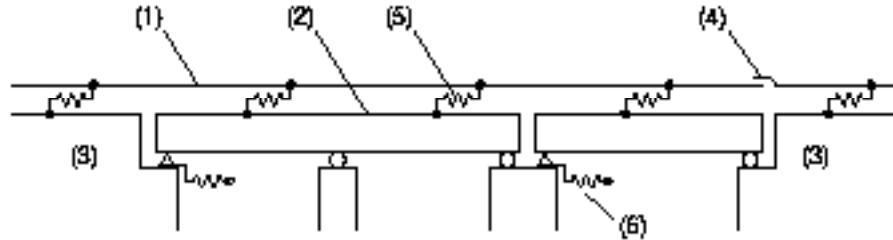


Figure 3.4 - Schématisation de l'interaction entre la voie et un pont

Les recommandations concernant le calcul de cette interaction entre la voie et le pont sont faites dans la fiche UIC 774-3: 2001.

3.1.7.2 Forces de freinage et de démarrage

Les forces longitudinales causées par le freinage et le démarrage, agissant sur les appuis fixes, peuvent être obtenues par le modèle simplifié pour un seul tablier §6.5.4.5. (3). Ces forces sont à multiplier par le facteur de réduction ξ donné dans le tableau 6.9 de la NBN EN 1991-2.

3.1.7.3 Effets thermiques dans la voie sans joint

Les forces longitudinales engendrées par les variations de température ne sont pas des charges dues au trafic mais sont considérées comme des charges thermiques selon la NBN EN 1991-5.

- Tabliers avec des appuis semi flexibles (appuis en néoprène fretté) :

Soit une voie continue avec une force normale P_0 soumise à une température t . Lors d'une diminution de la température jusqu'à t' , la force normale devient P'_0 à une distance suffisante du tablier. Les ouvertures du joint de part et d'autre du tablier disparaissent et engendrent un pic dans le diagramme de forces. Au milieu du tablier, la voie adhère pour ainsi dire au tablier et la force normale prend la valeur P''_0 , avec $P'_0 < P''_0 < P_0$, car la dilatation du tablier est plus faible que celle du rail.

Le résultat est présenté dans la Figure 3.5 avec $\sum S^+ = S^-$.

Etant donné la symétrie $P_1 = P_2$ et le transfert des forces horizontales sur le tablier vaut $F_{Tk} = 0$.

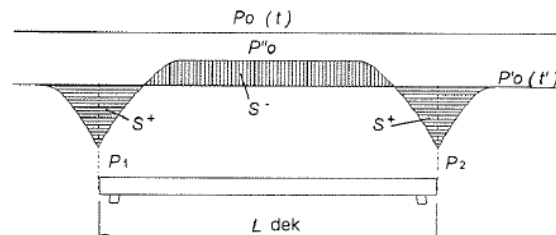


Figure 3.5 - Diagramme des forces pour un tablier avec des appuis flexibles

- Tabliers avec des appuis fixes et mobiles :

Lors de la diminution de la température jusque t' , il n'y a que le joint à l'appui mobile qui se dilate.

Pour les appuis fixes du pont avec des LRS, les forces caractéristiques dues au changement de température dans la direction longitudinale valent $F_{TK} = P_2 - P_1$ pour chaque voie (cfr Figure 3.6). Ces forces peuvent être déterminées selon la méthode de calcul simplifiée pour un tablier unique §6.5.4.6. (4) de la NBN EN 1991-2 avec $k = 20 \text{ kN/m}$ pour une voie non chargée et normalement compactée.

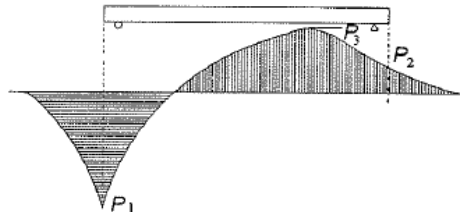


Figure 3.6 - Diagramme de forces pour un tablier avec des appuis fixes et mobiles

3.1.7.4 Effet de la déformation de la superstructure sous charges verticales

- Tablier avec des appuis semi flexibles (appuis en néoprène fretté):

Par symétrie, $F_{Qk} = 0$.

- Tablier avec des appuis fixes et mobiles :

Les forces d'interaction, suite aux déformations du tablier sous des charges verticales, sont déterminées suivant la fiche UIC 774-3: 2001 (diagrammes d'interaction en annexe B de la même fiche UIC).

Suivant l'emplacement de l'axe neutre du tablier par rapport à la face supérieure du tablier, deux cas sont considérés (cfr Figure 3.7):

- axe neutre de la superstructure sous la surface supérieure du tablier (tablier de type 1 et 2);
- axe neutre de la superstructure de la surface supérieure du tablier (tablier de type 3);

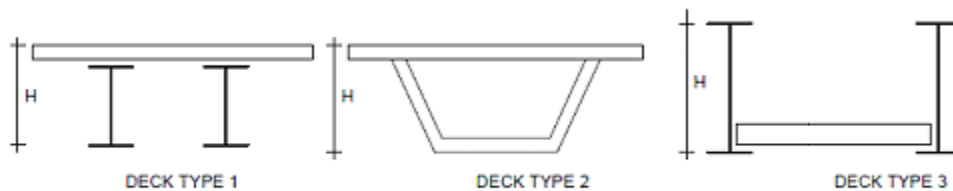


Figure 3.7 - Types de tabliers

Paramètres à déterminer en vue de caractériser les forces d'interaction dues aux déformations du tablier sous charges verticales :

H la distance entre la face supérieure du tablier et le point de rotation de l'appui fixe;

ΘH la déformation horizontale suite à la rotation angulaire du tablier (cfr figure 3.8);

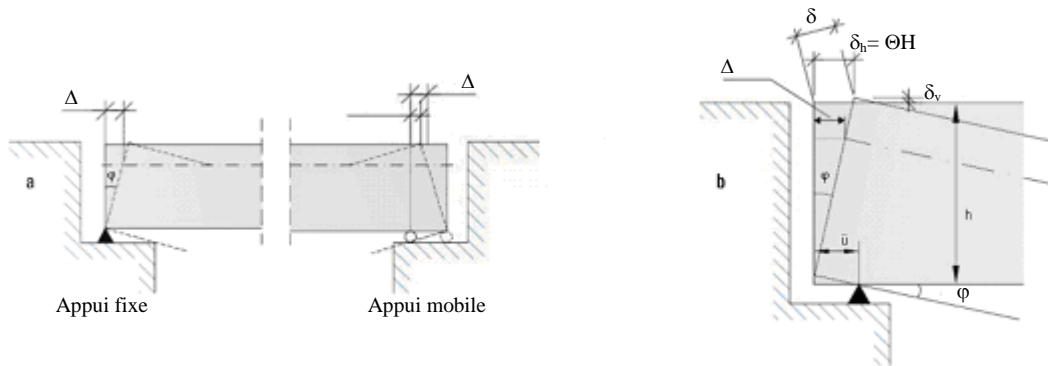


Figure 3.8 - Déplacement horizontal suite à la rotation angulaire

ω la distance entre l'axe neutre de la superstructure et la face supérieure du tablier ;

$\gamma = \omega/H$;

$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)}$ la rigidité totale longitudinale de la fondation (cfr figure 3.9)

avec δ_p flexion de la fondation;
 δ_φ rotation de la fondation;
 δ_h déplacement de la fondation.

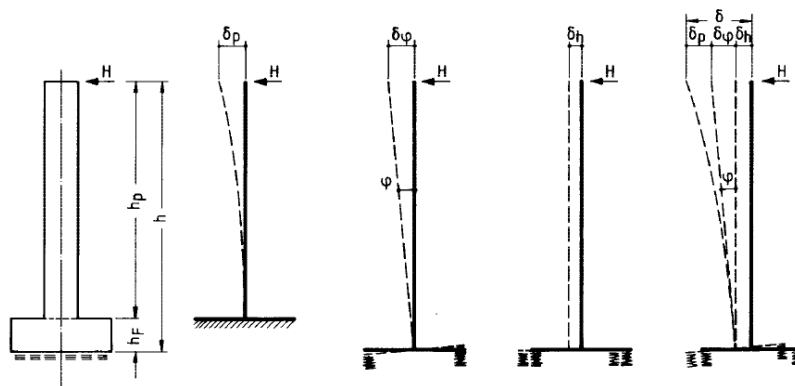


Figure 3.9 - Rigidité longitudinale équivalente sur la structure d'appui

3.1.8 Autres actions variables

3.1.8.1 *Action du vent*

A. Cas général

L'action du vent est déterminée selon la norme NBN EN 1991-1-4.

On fait une distinction entre deux types de construction, les **constructions rigides**, pour lesquelles les effets dynamiques de résonance entre le tourbillon d'air et les fréquences propres de la construction sont négligeables, et les **constructions flexibles**, pour lesquelles ces effets dynamiques doivent être considérés.

Une construction est rigide si la fréquence propre n_1 du premier mode de vibration est supérieure ou égale à la fréquence limite n_{lim} . Pour la plupart des constructions, la distinction entre construction rigide et construction flexible peut être estimée, sans calculer la fréquence propre n_1 , en utilisant la description simplifiée des constructions rigides et flexibles figurant à la Table 3.3.

Pour les constructions rigides de petite hauteur, on peut adopter pour simplifier une pression de vent forfaitaire de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

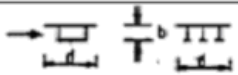
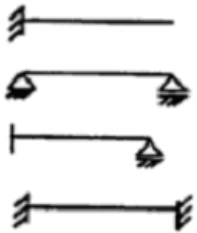
| Ponts  | Critères satisfaits si : | |
|---|---|--|
| | $d/b \leq 5$ | $d/b \geq 10$ |
| Types de supports pour les forces horizontales  | $l/b < 8$ < 16 < 24 < 32 | $l/b < 14$ < 29 < 44 < 58 |

Table 3.3 - Description simplifiée des constructions rigides et flexibles

- Remarques :
- (i) $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$
 - (ii) terrain de catégorie I
 - (iii) $n = \frac{100}{l}$
 - (iv) chiffre Strouhal du Tableau C.1 pour les définitions, voir annexe C.2
 - (v) interpolation linéaire pour $5 \leq d/b \leq 10$

La surface à prendre en compte dans le calcul comprend

- la hauteur totale de la superstructure (du bas du tablier à la ligne de roulement)
- la hauteur de trafic. Pour les ponts-routes, le trafic est comparé à un rectangle de 2 m de haut. Le côté inférieur du rectangle se trouve à hauteur de la surface de

roulement. Pour les ponts-rails, la hauteur du rectangle est de 3,5 m et son côté inférieur est placé au niveau supérieur des rails.

- et, étant donné que le vent peut s'engouffrer sous le tablier et exercer une pression sur les autres poutres principales, il faut ajouter ces surfaces indirectement exposées multipliées par un coefficient. On a donc la surface de la première poutre principale, à laquelle on ajoute la surface de la deuxième multipliée par un coefficient η , la troisième par un coefficient η^2 , etc. Les coefficients pour les effets d'ombre η sont déterminés selon la Figure 3.10.

Un exemple :

F est la surface de trafic;

F_1 est la projection de la première poutre principale;

F_2 est la projection de la deuxième poutre principale;

F_3 est la projection de la troisième poutre principale;

F_4 est la projection de la quatrième poutre principale.

$$F_{tot} = F + F_1 + \eta F_2 + \eta^2 F_3 + \eta^3 F_4$$

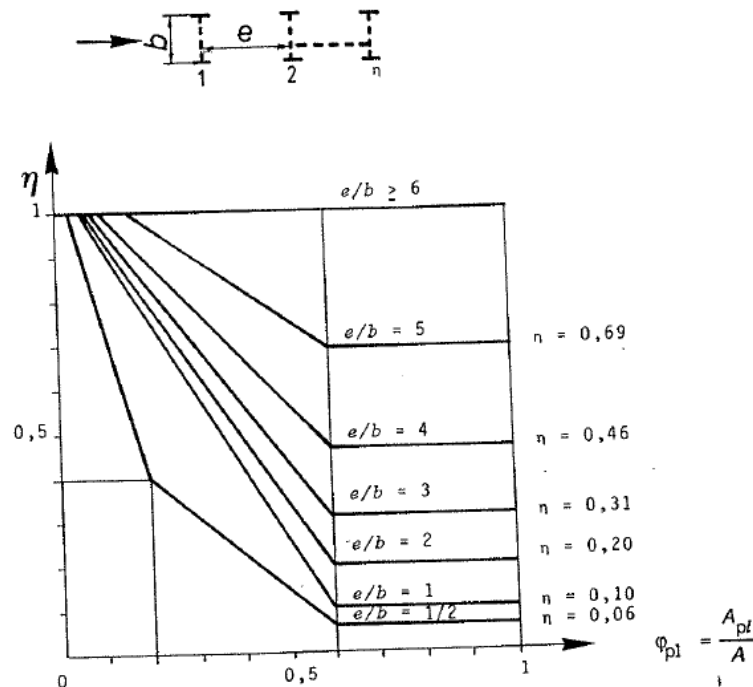


Figure 3.10 - Coefficient pour les effets d'ombre

Où :

A est la superficie de la projection du contour extérieur de la construction ou de l'élément de construction sur un plan parallèle au plan considéré (c'est-à-dire perpendiculaire à la direction du vent);

A_{pl} est la superficie totale des parties à parois pleines du treillis projetées sur la surface A.

Lorsque le trafic routier, respectivement le trafic ferroviaire, doivent être simultanément pris en compte avec le vent, la valeur combinée $\psi_0 F_{wk}$ de la charge du vent sur le pont et sur les véhicules, respectivement les trains, doit être limitée à une valeur F_w^* , respectivement F_w^{**} déterminée par la valeur fondamentale de la vitesse du vent de base $v_{b,0}$, à remplacer par une valeur $v_{b,0}^*$, respectivement $v_{b,0}^{**}$, conformément au § 8 de la norme NBN EN 1994-1-4.

Où :

F_{wk} Pression du vent caractéristique;

F_w^* Pression du vent compatible avec le trafic routier;

F_w^{**} Pression du vent compatible avec le trafic ferroviaire.

B. Actions du vent sur les ponts mobiles

Pour les actions du vent, l'ouvrage d'art est calculé selon la norme NBN EN 1991-1-4.

Le maître d'ouvrage fournit les données nécessaires pour la conception de l'ouvrage d'art et des éléments électromécaniques. Ces données comprennent, entre autre, la vitesse de vent maximale à laquelle le pont reste opérationnel, la charge du vent autorisée lorsque le nombre de vérins de commande est réduit (défaut ou entretien), la catégorie de terrain, ...

C. Actions aérodynamiques dues au passage du train

Les actions aérodynamiques dues au passage du train doivent être prises en compte lors de la conception et du calcul des constructions proches des voies. Et ce, selon le §6.6 de la NBN EN 1991-2.

3.1.8.2 Effets thermiques

A. Généralités

L'effet thermique est déterminé selon la norme NBN EN 1991-1-5.

B. Variations de température des ponts

Lors de la conception, on considère une température de départ T_0 de +10 °C; Lors du montage, il faut donc prendre en compte la température ambiante.

- **Composante de température uniforme ΔT_N**

On entend par là une variation uniforme de la température, au centre de gravité de tous les éléments du pont.

La valeur caractéristique de la composante de température uniforme ΔT_N est égale à :

- pont en béton : ± 25 °C;
- pont en acier : ± 35 °C;
- pont mixte acier-béton : ± 30 °C.

Ces valeurs peuvent être diminuées de 5 °C pour les éléments en béton d'une épaisseur moyenne d'au moins 0,7 m, ainsi que pour les éléments protégés par 0,5 m de terre au minimum, ou pour une voie ballastée.

- **Composante de gradient thermique ΔT_M**

Bien que la variation de la température dépend de la forme de l'élément, on considère la plupart du temps une variation linéaire de température dans l'élément (hypothèse 1).

Dans les ponts, on utilise les valeurs suivantes (en °C):

| | surface supérieure plus chaude | surface supérieure plus froide |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Eléments en béton | 7 | 3,5 |
| Eléments en acier | 10 | 5 |
| Eléments mixtes (acier-béton) | 10 | 5 |

Table 3.4 - Gradient thermique dans les ponts

- **Différences dans la composante de température uniforme entre les différents éléments constructifs ΔT_d**

Si un pont est constitué d'autres éléments structuraux portants que le tablier, l'influence des différences de température entre le tablier de pont et les autres éléments structuraux doit être pris en considération (ex : ponts en arc, bowstring, ponts suspendus ou ponts à haubans).

La différence de température réelle ΔT_d est égale à:

- entre 2 éléments en béton : 5 °C;
- entre 2 éléments en acier : 25 °C;
- entre 1 élément en acier et 1 élément en béton : 15 °C.

3.1.8.3 Neige

Aucune charge de neige n'est à prendre en compte pour les ponts fixes. La charge de neige ne doit être prise en considération que pendant l'exécution. Lors de la phase d'utilisation, la charge de circulation, qui ne survient pas en même temps que la charge de neige, est déterminante.

Pour les ponts mobiles, lorsque ceux-ci sont en mouvement, on tient compte d'une charge de neige de 0,3 kN/m² sur la surface de tablier quand l'inclinaison ne dépasse pas 45°.

3.1.8.4 Tassements

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, tous les appareils d'appui de pont sont en élastomère fretté. La conception et le calcul doivent tenir compte de tassements différentiels de 10 mm entre les différents points d'appui du pont.

3.1.8.5 Retrait et fluage

Dans le modèle de calcul, le retrait et le fluage peuvent être modélisés comme une diminution uniforme de température $\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_c [1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$, où la force de traction due au gradient de température N_T est assimilée à la force due au retrait N_{cs} ($N_T = \varepsilon_{cT} E_{cm} A_c$ avec $\varepsilon_{cT} = \alpha_c \Delta T$ et $N_{cs} = \varepsilon_{cs} E A_c$ avec $E = \frac{E_{cm}}{[1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$ la valeur intermédiaire). Le facteur 0.5 tient compte de l'influence mutuelle qu'ont le retrait et le fluage l'un sur l'autre.

3.1.8.6 Efforts horizontaux dans les appareils d'appui mobiles

Les forces horizontales, provenant de la résistance de frottement et de roulement des appuis mobiles, sont calculées comme un pourcentage de la force de l'appui sous charges permanentes et mobiles, sans coefficient dynamique.

En cas de manque d'information précise, les coefficients de frottement suivants peuvent être pris pour des appareils d'appuis en bon état :

- pour les appuis de glissement acier-acier: 0,15 à 0,30
- pour les appuis de glissement en PTFE:
 - a) pour une pression de contact > 16 N/mm²: 0,01 à 0,02
 - b) pour une pression de contact < 2 N/mm²: 0,03 à 0,06
 avec une interpolation linéaire entre ces valeurs
- pour les appuis à roulement: 0,03 à 0,05

3.1.8.7 Montage et autres opérations

Lorsque les opérations de chargement, de transport, de déchargement, de montage ou de mise en place d'un pont, prescrites ou autorisées dans le projet sont susceptibles de causer dans certains éléments des efforts supérieurs ou des charges de signe opposé à celles en service, il faut en tenir compte dans les calculs de stabilité.

Pour les ponts mobiles, il y a lieu de tenir compte de l'incidence de l'inertie des parties mobiles, des efforts suite au verrouillage du pont et des efforts dus aux mécanismes.

3.1.8.8 Déplacements aux appuis et joints

Les déplacements aux joints et appareils d'appui sont calculés compte tenu des données suivantes :

- surcharges variables;
- température ;
- retrait et fluage : modélisé comme une diminution de température de 10°C ;
- Une réserve de déplacement doit être prévue de part et d'autre des appuis à rouleau et glissants.

3.1.8.9 Coefficients dynamiques affectant les charges réelles

Les coefficients de majoration dynamique pour les charges réelles sont déterminés selon la Table 3.5 et la norme NBN EN 1991-2, annexe C.

| Etat de charge | Coefficients dynamiques pour | |
|-----------------|--------------------------------|------------------------------------|
| | Moments fléchissants | Efforts tranchants |
| Etat temporaire | $1 + \varphi' + 0,5 \varphi''$ | $1 + 2/3 \varphi' + 1/3 \varphi''$ |
| Etat définitif | $1 + \varphi' + \varphi''$ | $1 + 2/3 \varphi' + 2/3 \varphi''$ |

Table 3.5 - Coefficients dynamiques pour les charges réelles

3.1.8.10 Forces d'inertie sur les ponts mobiles

Les forces d'inertie au début et à la fin du mouvement de pont et un arrêt intermédiaire d'urgence du mouvement du pont doivent être pris en compte dans les calculs.

3.1.9 Actions accidentelles

3.1.9.1 *Tremblements de terre*

Le risque sismique n'est pas nul en Belgique. Il dépend principalement de trois paramètres: le lieu (carte disponible dans l'annexe nationale de la NBN EN 1998-2), le sol et la classe des conséquences. Sur base de ces paramètres, l'accélération à la base des ouvrages et donc les forces dans l'ouvrage peuvent être calculées.

Le calcul se fait à l'état limite ultime pour les situations de projet sismiques selon NBN EN 1990. Les prescriptions de NBN EN 1998-2 doivent être respectées.

3.1.9.2 *Heurts de ponts*

A. Par des véhicules routiers

La *superstructure du pont* peut être heurtée par un véhicule circulant sous l'ouvrage. Les prescriptions de la norme NBN EN 1991-1-7 – § 4.3.2 doivent être respectées, où:

- $h_0 = 4$ m;
- $h_1 = 5$ m ($b = 1$ m).

La surface de contact est un rectangle de 0,25 m de haut et 2 m de large.

L'*infrastructure du pont* peut être heurtée par un véhicule circulant sous l'ouvrage et doit être protégée, à moins qu'elle ne soit calculée pour résister aux actions de charges mentionnées ci-dessous.

La protection est constituée de barrières ou de glissières de sécurité dont la face, côté trafic, se trouve à une distance telle qu'en cas de heurt par un véhicule, elle ne puisse, en se déplaçant, entrer en contact avec l'infrastructure à protéger. Les prescriptions de la norme NBN EN 1991-1-7 – § 4.3.1 doivent être respectées.

B. Forces de collision sur les barrières de sécurité

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans les spécifications techniques du cahier spécial des charges, la force de collision horizontale d'un véhicule qui est transmise au tablier de pont via des barrières de sécurité rigides est égale à 100 kN; cette force agit horizontalement et est perpendiculaire à la direction du trafic. Elle est située à une hauteur de 100 mm sous la face supérieure de la barrière de sécurité ou à 1,0 mètre au-dessus du niveau de la voirie ou du trottoir. Il faut prendre en considération le niveau le plus bas des deux. Cette force agit sur une ligne de 0,5 m de long.

Une charge verticale de $0,75\alpha_{q1}Q_{1k}$ peut être présente simultanément sur le côté de l'élévation.

C. Heurt des piles de pont par un véhicule ferroviaire déraillé

L'infrastructure de ponts-rails franchissant une ou plusieurs autres voies ferrées (croisement de lignes – bifurcation anglaise) doit être conçue de manière à assurer la sécurité des

personnes en cas de rupture ou d'effondrement de la construction et à limiter l'ampleur des dégâts et l'importance des désordres pour l'exploitation.

Les prescriptions de la norme NBN EN 1991-1-7 §4.5 classe A doivent être respectées, avec des valeurs de calcul des forces statiques équivalentes à la suite d'une collision, pour des constructions de classe A conformément à la Table 3.6. Le projet doit considérer F_{dx} et F_{dy} séparément.

| Distance "d" de l'élément de structure à l'axe de la voie la plus proche (m) | Force F_{dx}^a (kN) | Force F_{dy}^a (kN) |
|--|--|--|
| Éléments de structure : $d < 3$ m | A spécifier pour le projet individuel Des informations supplémentaires sont fournies dans l'annexe B. | A spécifier pour le projet individuel Des informations supplémentaires sont fournies dans l'annexe B. |
| Pour les murs continus et les structures du type mur : $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$ | 3 000 | 1 000 |
| $d > 5 \text{ m}$ | 0 | 0 |

^a x = dans la direction de la voie ; y = dans la direction perpendiculaire à la voie.

Table 3.6 - Valeurs de calcul des forces statiques équivalentes à la suite d'une collision, pour des constructions de classe A

Il faut éviter les éléments de construction dans la zone $d < 3$ m (zone 1 voir Figure 3.11), où d est la distance mesurée depuis des éléments structurels jusqu'à l'axe de la voie adjacente.

Dans tous les cas, aucun élément de construction ne peut être placé dans le gabarit d'espace libre.

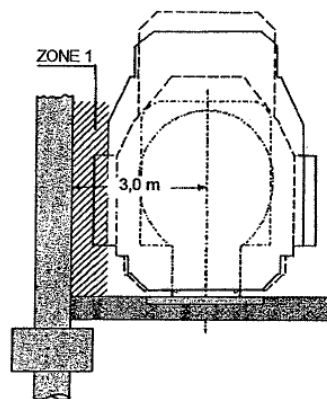


Figure 3.11 - Zone 1: $d < 3$ m

Placer des éléments de construction dans la zone 1, en dehors du gabarit, est uniquement permis dans des cas exceptionnels, moyennant l'autorisation du maître de l'ouvrage. La charge extraordinaire prescrite dans la zone 1 est déterminée selon la fiche UIC 777-2 de 2002, annexe D.

Des éléments de protection supplémentaires doivent être prévus. L'élément protecteur doit être conçu de manière à pouvoir se déformer ou se déplacer sans mettre en danger la structure à protéger.

D. Actions dues au déraillement sur un pont-rail

Les ponts-rails doivent être conçus de manière à réduire au strict minimum les dégâts qui résulteraient du déraillement de véhicules ferroviaires. La conception de tout ouvrage doit, dans tous les cas, éviter qu'un éventuel déraillement affecte la stabilité de l'ouvrage. Des dégâts locaux peuvent toutefois être autorisés.

Seul le cas de charge I doit être considéré : "Déraillement de véhicules ferroviaires, pour lequel les wagons dérailés restent sur le tablier de pont avec les wagons guidés par le rail adjacent ou la bordure de trottoir" (Figure 3.12).

Les éléments structuraux doivent être vérifiés pour le cas de charge accidentel suivant: $\alpha \cdot LM71$ (tant des charges concentrées qu'une charge uniformément répartie, Q_{A1d} et q_{A1d}), placé parallèlement à la voie, dans la position la plus défavorable, dans une zone d'une largeur de 1,5 fois l'écartement de voie et d'un côté de la voie :

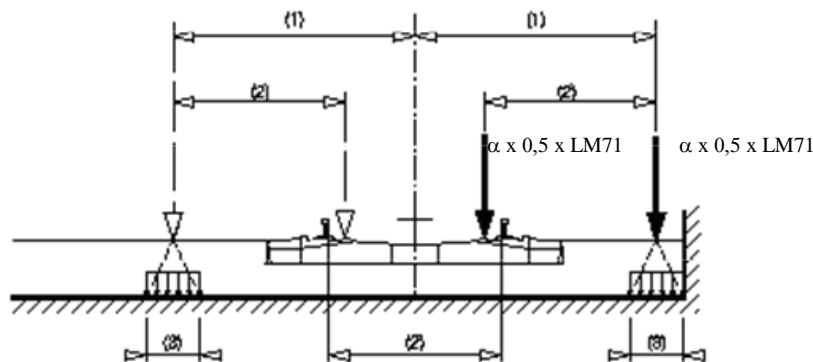


Figure 3.12 – Cas de charge dû au déraillement

Légende

- (1) maximum $1,5 e$ ou moins si contre le mur.
- (2) Ecartement $e = 1,435 m$.
- (3) Pour les tabliers ballastés, on peut admettre que les points de charge agissent sur un carré de 450 mm de côté sur la face supérieure du tablier.

Figure 3.3 – Cas de charge I – Actions équivalentes Q_{A1d} et q_{A1d}

Les actions définies ci-dessus ne sont à considérer que pour vérifier la stabilité de l'ensemble de la construction. Et donc pas pour calculer les consoles en porte-à-faux, les passerelles indépendantes, etc.

Des contre-rails (voir Figure 3.13) peuvent être posés afin de maintenir le train à l'intérieur de la voie en cas de déraillement, pour éviter l'endommagement d'éléments tels que des ouvrages d'art. Les contre-rails doivent être posés conformément aux spécifications, suivant la PTR B01 Fascicule 1 Chapitre 4 § 2.6.

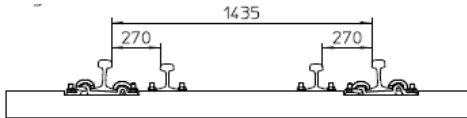


Figure 3.13 - Contre-rails

3.1.9.3 Charge accidentelle due à la rupture de caténaires

Pour les ponts situés sur les lignes électrifiées, l'éventualité d'une rupture de caténaires doit être envisagée. La force de traction exercée lors de la rupture d'une caténaire doit être considérée comme une charge accidentelle statique horizontale agissant dans les deux sens suivant l'axe de la caténaire.

Cette charge est importante dans le calcul des ponts-rails sous lesquels se trouvent d'autres voies dont les caténaires sont fixées au pont. La grandeur de cette charge sera de 20 kN.

Il faut considérer que pour :

- 1 voie 1 caténaire
- 2 à 6 voies 2 caténaires
- plus de 6 voies 3 caténaires

peuvent se rompre simultanément à l'endroit le plus défavorable.

3.1.10 Fatigue

3.1.10.1 Généralités

Le coefficient de sécurité appliqué aux charges de fatigue γ_{Ff} est **1,00**. Le coefficient de sécurité appliqué pour la résistance en fatigue γ_{Mf} dépend de l'accessibilité de l'élément considéré (lors des inspections et des éventuelles réparations) et des conséquences d'un effondrement éventuel, voir la Table 3.7.

| Inspection et accès | Eléments "tolérants aux dégâts" | Eléments non "tolérants aux dégâts" |
|---|---------------------------------|-------------------------------------|
| Inspection périodique et entretien. Détail de construction accessible. | 1,00 | 1,10 |
| Inspection périodique et entretien. Mauvaise accessibilité. | 1,10 | 1,20 |

Table 3.7 - Le coefficient de sécurité partielle pour la résistance en fatigue

3.1.10.2 Modèles de charge de fatigue pour ponts-routes

Cinq modèles de charge de fatigue verticale sont décrits dans la norme NBN EN 1991-2. Les efforts horizontaux ne sont pas pris en compte.

Les modèles de charge de fatigue 1 et 2 sont destinés à vérifier si les variations de tension occasionnées par le trafic routier restent inférieures ou non à la *cut-off limit*. Le modèle de charge de fatigue 1 (comparable au système de charge principale) doit être considéré pour les ponts-routes d'une portée supérieure à 20 m.

Si la vérification de la résistance à la fatigue, sous l'influence des modèles de charge de fatigue 1 ou 2, révèle que les variations de tension sont supérieures à la *cut-off limit*, la durée de vie de l'ouvrage d'art doit être déterminée. Les modèles de charge de fatigue 3, 4 et 5 permettent de déterminer cette durée. Une durée de vie de 100 ans doit être considérée.

Le modèle de charge de fatigue 4 est plus précis que le modèle de charge de fatigue 3. Il est toutefois beaucoup moins pratique. Le modèle 4 prend beaucoup plus en considération la variété des charges de trafic, en considérant une combinaison de trafic de camions.

Pour les dalles orthotropes d'un tablier de pont, l'utilisation de la charge de fatigue 4 est inévitable.

Le modèle de charge de fatigue 5 exige la recherche ou l'établissement d'un spectre réel de charge de trafic attendue, et n'est pas applicable.

Les modèles de charge de fatigue 2 et 4 peuvent uniquement être utilisés quand la probabilité de présence simultanée de plusieurs camions sur le pont est négligeable. Si ce n'est pas le cas, les modèles peuvent seulement être employés lorsque des données supplémentaires sont spécifiées ou approuvées par le maître de l'ouvrage.

3.1.10.3 Modèles de charge de fatigue pour ponts de chemin de fer

Dans le cas de trafic ferroviaire normal, le contrôle à la fatigue doit être effectué pour le modèle de charge 71 situé à l'endroit le plus défavorable pour l'élément étudié (et si exigé, aussi le Sw/0).

L'utilisation de modèles détaillés peut être effectuée avec comme point de départ les types de trafic, 'standard', 'lourd' ou 'léger' en fonction du trafic effectif sur la construction. Le détail des trains, des types de trafic et des effets dynamiques sont expliqués dans l'annexe D de la NBN EN 1991-2.

Les charges verticales dues au trafic ferroviaire, y compris les effets dynamiques et les forces centrifuges, doivent être pris en compte dans le contrôle à la fatigue. Par contre, les forces de lacet et les forces longitudinales ne doivent pas être prises en compte.

3.1.10.4 Ponts mobiles

Les ponts mobiles doivent être contrôlés à la fatigue causée par l'ouverture et la fermeture du pont et par celle causée par le trafic.

3.1.11 Actions sur les massifs de sol

3.1.11.1 Pression neutre

Un léger déplacement du soutènement de l'ordre de $h/1000$ (h étant la hauteur du mur) suffit à réduire la pression du sol sur l'ouvrage. Le coefficient de pression neutre K_0 est, en effet remplacé par K_a , le coefficient de poussée.

Néanmoins, lors de la conception de soutènements, on ne peut pas tenir compte exclusivement de la poussée des terres dans les cas suivants :

- soit la paroi ne peut pas se déplacer, ce qui est le cas pour :
 - o les murs des culées massives avec de gros murs en retour;
 - o les parois de couloirs sous voies enterrés, de tunnels et d'égouts à profil carré;
 - o les structures en U rigides
 - o les murs de soutènement massifs sur roche;
 - o les murs réalisés comme murs emboués et gardés indéformables pendant la fouille par les dalles de sous-sols ou par des étais relativement indéformables;
- soit la paroi peut se déplacer, mais la pression des terres peut augmenter suite à un recompactage des terres dû par exemple à un trafic lourd (ex : trafic ferroviaire) sur le massif à l'arrière du mur, ou à des vibrations, ou à des rechargements répétés...

3.1.11.2 Surcharge

Lorsque les culées et les murs de soutènement doivent être calculés, on prend comme surcharge en tête de talus entre 10 et 20 kN/m² pour le trafic routier et 40 kN/m² pour le trafic ferroviaire. Ces 40kN/m² sont répartis sur une longueur de 3m et à une profondeur de 70cm sous la surface de roulement. Etant donné que la charge de trafic arrive jusqu'à côté de la culée (du mur de soutènement), voire même sur celle-ci (celui-ci), cette dernière subit une pression constante sur toute la hauteur.

3.2 Actions sur les bâtiments

Les actions à prendre en considération pour la conception des bâtiments sont reprises dans la norme NBN EN 1991-1-1. La Table 3.8 définit les charges sollicitantes pour les locaux spéciaux.

| Locaux | Charge de service |
|--|--|
| Local d'archives <ul style="list-style-type: none"> – dans les zones où des archives compactes sont classées – en dehors de ces zones | 10 kN/m ² 5 kN/m ² |
| Locaux pour haute tension <ul style="list-style-type: none"> – dans les zones où sont placés des transformateurs – charge mobile pour le transport et la mise en place des transformateurs | 30 kN/m ² 30 kN répartis sur 1 m ² à un endroit quelconque du local |
| Télécommunication <ul style="list-style-type: none"> – en dehors des zones des consoles – dans les zones des consoles | 5 kN/m ² 6 kN/m de console |
| Hall d'entreposage d'un centre routier (jusqu'à 4 m de hauteur d'entreposage) <ul style="list-style-type: none"> – sur toute la surface (zones de passage comprises) – surcharge mobile supplémentaire due à la circulation des élévateurs | 30 kN/m ² un essieu de 30 kN (longueur 1 m) |
| Locaux autres que ceux indiqués dans la norme NBN EN 1991-1-1, que ceux repris ci-dessus ou que ceux mentionnés au cahier spécial des charges | 5 kN/m ² ; |

Table 3.8 - Charges sollicitantes dans les locaux spéciaux

4 Fondations

4.1 Généralités

Lorsqu'Infrabel fait exécuter des essais de sol préalables, le rapport de ces essais doit être joint en annexe au cahier des charges ou doit être consultable chez le fonctionnaire dirigeant. Ces informations sont données à titre d'information et n'engagent pas Infrabel (l'adjudicataire et le bureau d'études sont censés faire les démarches nécessaires pour connaître la nature du terrain).

La résistance et la stabilité de toutes les fondations doivent être vérifiées. Et ce, tant du point de vue de la stabilité d'ensemble (capacité portante, non basculement...) que des déformations (tassement...).

4.2 Protection de constructions géotechniques contre la corrosion

1) Choix du système

Le choix du système est défini en fonction des facteurs suivants :

- la corrosion attendue ;
- l'ampleur des zones attaquées;
- la durée de vie de la construction (construction provisoire ou construction permanente);
- les exigences esthétiques éventuelles;
- les coûts d'investissement et d'entretien.

2) Moyens de conservation

Pour les constructions provisoires, la durée de vie garantie est d'au moins 12 mois.

Pour les constructions permanentes, les moyens de conservation consistent en une combinaison judicieuse de ce qui suit :

- Protection de la construction. Le principe repose sur l'application d'une couche protectrice (l'application d'une protection anti-corrosion au moyen d'un enrobage (coating), d'un système de peinture, d'une couche de protection métallique, d'une protection cathodique, d'un coulis de ciment injecté sous pression, ...);
- Une surépaisseur de matière pour les parties de la construction en contact avec la pleine terre. Cette surépaisseur est fonction de la durée de vie de la construction et conforme à la Table 4.1. Pour les sections rondes, cette surépaisseur est appliquée au rayon.

| Durée de vie requise | 100 ans |
|----------------------------------|---------|
| Environnement non agressif | 2,0mm |
| Aux abords de voies électrifiées | 3,0mm |

Table 4.1 - Surépaisseur de matière anti-corrosion

3) Ancrages dans le sol

L'usage d'ancrages dans le sol n'est en principe permis que pour des constructions provisoires.

L'application d'ancrages permanents doit toujours faire l'objet d'une convention distincte entre Infrabel et l'adjudicataire ou le bureau d'études⁸.

4.3 Etude géotechnique

Ce paragraphe donne un aperçu non exhaustif des études géotechniques à recommander ou à imposer dans le cahier spécial des charges. Sauf spécification contraire, les dispositions de la norme NBN EN 1997-2 sont d'application.

Le niveau de départ de l'essai doit être fixé par rapport à la référence DNG (deuxième nivellement général), et l'emplacement doit être donné en coordonnées Lambert.

4.3.1 Etude préalable

Différentes sources peuvent être consultées :

- les bases de données régionales (Flandre et Bruxelles : <http://dov.vlaanderen.be>; Wallonie : <http://environnement.wallonie.be/cartosig/index.asp>);
- cartes géotechniques;
- cartes des sols;
- cartes historiques;
-

4.3.2 Essais de pénétration

Les essais de pénétration (CPT) doivent être exécutés avec le cône électrique de **15cm²**, conformément au projet de norme prEN ISO 22476-1-2006 "Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration tests". Le sondage électrique possède une jauge pour mesurer le frottement latéral et une jauge pour mesurer la résistance à la pointe. **Les mesures s'effectuent au moins tous les 2 cm.**

Les paramètres suivants doivent être mesurés :

- la résistance au cône q_c ;
- le frottement latéral f_s ;
- l'inclinaison du cône par rapport à la verticale.
-

Les sondages sont réalisés jusqu'à une profondeur d'au moins 5 mètres sous le point le plus bas de la fondation.

⁸ Les ancrages permanents ne peuvent être posés que transversalement sur les voies, et doivent être de type passif. La qualité de l'acier de base des ancrages passifs présente une résistance à la déformation inférieure à 500N/m² (un niveau de contrainte élevé fragilise l'ancrage à la corrosion). La rupture de l'ancrage ne peut en aucun cas donner lieu à l'effondrement de la construction.

Si les essais de pénétration doivent être interrompus à une certaine profondeur en raison de la limitation de la force de pénétration, et s'il subsiste un doute concernant le sol à partir de cette profondeur, des forages complémentaires sont nécessaires pour vérifier la stabilité.

Aux endroits difficilement accessibles comme les massifs en remblais ou les installations de gare, des sondages manuels peuvent être réalisés.

Lors de l'interprétation des diagrammes, il faut tenir compte de l'effet d'échelle qui existe entre le cône du sondage de petite section et le pieu ou la semelle de fondation de dimension plus grande.

4.3.3 Forages

Les forages ont pour but de décrire plus en détail la nature du sol et de prélever des échantillons de sol pour une analyse approfondie en laboratoire. Ils permettent aussi de corroborer les informations obtenues grâce aux sondages.

Les forages sont réalisés à sec, sans rinçage et avec tubage continu du trou, au moyen d'un trépied hydraulique. Pour pouvoir obtenir un nombre suffisant d'échantillons de qualité raisonnable, l'exécutant adaptera entièrement la technique de forage à la nature du sol via le choix de l'équipement de forage, l'adaptation de la vitesse de rotation, de la pression et des opérations effectuées.

4.3.3.1 Forage avec prélèvement d'échantillons remaniés

Des échantillons remaniés sont prélevés tous les 50 cm.

Les forages avec prélèvement d'échantillons remaniés permettent d'établir, de manière qualitative, la composition et la nature des différentes couches de fond. Le rapport mentionne une dénomination qualitative des types de sol.

4.3.3.2 Forage avec prélèvement d'échantillons non remaniés

Des échantillons non remaniés doivent également être prélevés, au minimum à chaque changement du type de sol. Le diamètre des échantillons non remaniés est d'environ 100 mm et leur longueur est de minimum 30 cm. Les échantillons non remaniés sont prélevés par enfoncement statique (en un seul mouvement) des tubes d'échantillonnage. Le lieu d'origine (forage, profondeur) et la date sont clairement mentionnés.

D'autres forages avec prélèvement d'échantillons cylindriques non remaniés sont indiqués dans le cahier spécial des charges à des profondeurs désignées. Les échantillons sont conservés et immédiatement emballés sans modification des conditions de texture, d'humidité et de densité, et sont mis immédiatement à la disposition du laboratoire.

4.3.4 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire doivent être exécutés conformément aux dispositions de la BS 1377-1990 et de la norme ASTM. Un certain nombre d'essais sont réalisés sur les échantillons, par type de sol, et répartis sur la profondeur de forage. Le nombre d'essais est défini en concertation avec le fonctionnaire dirigeant **sur la base des sondages**.

Essais sur des échantillons non remaniés (liste non exhaustive) :

- Détermination de la masse volumique, de la teneur en eau, de la masse volumique sèche, du volume des pores, de la masse spécifique;
- Détermination des caractéristiques de la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux (consolidés non drainés) conformément à l'ASTM D2850 - D 4767 et à BS 1377. Lors de l'exécution de l'essai, les tensions interstitielles et les déformations de l'échantillon en fonction des tensions appliquées seront en permanence mesurées. Celles-ci seront jointes sous la forme de tableau au résultat de l'essai triaxial, de telle sorte qu'il soit possible de déterminer les paramètres dérivés (ϕ' et c) en fonction d'autres critères de rupture. Les paramètres doivent être obtenus sur base d'au moins quatre essais;
- l'essai de perméabilité conformément à la BS 1377;
- l'essai de compressibilité conformément à la BS 1377.

Essais sur des échantillons remaniés ou non remaniés (prélevés tous les 0,5 m - liste non exhaustive) :

- granulométrie selon la norme NBN 933.2 et ASTM D1140 et D422;
- limites d'Atterberg selon la norme DIN 18122 partie 1 1976 et ASTM D2487;
- détermination de la teneur en matières organiques, teneur en calcaire.

4.3.5 Mesures piézométriques

A l'aide de piézomètres, le niveau d'eau est mesuré pendant une durée pertinente et à une fréquence pertinente.

4.3.6 Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques sont effectués dans un forage grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement. L'essai permet de mesurer la variation des déformations volumiques du sol en fonction de la pression appliquée.

L'essai permet de déterminer le module de déformation du sol, la pression de fluage, et la pression limite de chargement.

4.3.7 Essais de pompage

Les essais de pompage servent à déterminer, in situ, la perméabilité du sol, la courbe de rabattement de la nappe et l'influence du rabattement sur les tassements du sol.

Lors de ces essais, on mesure les débits et volumes pompés, le niveau d'eau au droit des tubes placés et les tassements.

Tous les essais sont exécutés par des laboratoires agréés. Infrabel se réserve le droit de refuser d'autres laboratoires.

En plus des valeurs mesurées et des paramètres qui en découlent, chaque rapport contient une appréciation qualitative et quantitative des couches de sol examinées.

4.3.8 Etude sismique du sol

4.3.9 Carottages dans des formations rocheuses

4.4 Capacité portante des fondations

4.4.1 Charges

Pour le calcul des fondations, les charges mobiles sur les constructions sont prises en compte sans coefficient de majoration dynamique.

Toutes les charges sont prises en considération dans le but de trouver la combinaison la plus défavorable. Ceci signifie donc, entre autres, que toutes les charges horizontales, pour autant qu'elles exercent une influence défavorable, sont prises en compte avec leurs bras de levier, et qu'il faut tenir compte également d'éventuelles charges latérales sur les fûts des pieux dues, par exemple, à des mouvements de terrain.

4.4.2 Fondations directes

Le calcul des fondations directes est effectué selon la NBN EN 1997-1 – section 6.

Si le contrôle est fait à l'état limite de service, il faut utiliser un coefficient de sécurité de 2 par rapport au mécanisme de rupture.

4.4.3 Fondations profondes

Le calcul des fondations profondes est effectué selon la NBN EN 1997-1 – section 7.

Le CSTC propose un dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux sous charge axiale de compression dans les "Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique".

Dans le cas des pieux coulés en place sans tubage définitif, il convient d'adopter pour les calculs de dimensionnement les valeurs de diamètre suivant la NBN EN 1992-1-2 §2.3.4.2.

Résistance à la traction d'un pieu individuel :

- la résistance au frottement d'un pieu en traction est inférieure à celle d'un pieu en compression. Pour des pieux à refoulement de sol (cat. I), il faut utiliser un coefficient additionnel de 1.25 pour tenir compte de cette diminution de résistance pour le pieu en traction. Pour des pieux sans ou avec un faible refoulement de sol (cat. II et III), ce coefficient vaut 1.5.
- dans le cas de charges alternées sur le pieu (compression – traction), la résistance à la traction du pieu est plus faible que dans le cas d'un pieu soumis uniquement à des charges de traction. Il faut donc, dans ce cas, ajouter un autre coefficient additionnel de 1.33 par rapport à la traction simple pour tenir compte de ces charges alternées.
- un contrôle du poids de sol mobilisable doit aussi être effectué (comparer la force de traction avec le poids du sol mobilisé).

Pieux forés ou faux puits, avec extraction du sol:

Les pieux forés de grand diamètre ont une rigidité à la flexion non négligeable. Les forces horizontales sur la semelle seront reprises principalement par une résistance à la flexion du pieu plutôt que par des forces longitudinales complémentaires.

Dans ces conditions de flexion du fût du pieu, des hypothèses acceptables doivent être formulées à propos des réactions horizontales (cf. méthode de Ménard) des différentes couches de sol sur le fût du pieu.

En fonction de la qualité et de la nature des couches concernées, on peut envisager une répartition continue de la réaction du sol sous la forme d'une fonction linéaire, parabolique ou semi-parabolique croissante avec la profondeur.

Lors du calcul de la flexion dans chaque pieu, il y a lieu de prendre en considération non seulement les moments provenant de la force sur la semelle du pieu mais également la flexion due à la répartition des forces horizontales sur les différents pieux.

Parois moulées ou parois exécutées à l'aide de fouilles blindées:

Dans le cas d'une fouille d'un côté de la fondation, l'épaisseur de sol à prendre en compte pour la stabilité de la fondation est celle du côté de la fouille.

4.4.4 Déformations dues au tassement

Les tassements des fondations doivent être limités selon les critères suivants:

- les tassements globaux maximum autorisés à l'ELS;
- empêcher l'endommagement des installations environnantes ;
- éviter les dégâts ou les défauts visibles dans d'autres parties de la même construction;
- empêcher les déformations perturbatrices de l'édifice, les dégâts aux installations d'écoulement des eaux, aux revêtements, aux panneaux et aux la finition en général.

Pour chaque projet, il faut déterminer les valeurs limites des tassements. Si aucune valeur limite n'est imposée, les critères suivants concernant l'état limite de service sont appliqués :

- tassements globaux de la fondation entière :
 - o fondations directes : 0,05 m
 - o fondations sur pieux ou avec parois : 2 à 3% de l'épaisseur de paroi ou du diamètre des pieux de fondation;
- tassements de pieux individuels ou de semelles :
 - o fondations directes : 0,02 m
 - o fondations sur pieux : 1 à 2% de l'épaisseur de paroi ou du diamètre des pieux de fondation;

4.5 Stabilité des fondations

Pour chaque fondation, la stabilité globale doit être contrôlée au renversement, au déplacement horizontal au glissement t au grand glissement, conformément à la norme NBN EN 1997-1.

Si le calcul de vérification s'effectue à l'état limite de service, le coefficient de sécurité doit être, dans l'hypothèse la plus défavorable, au minimum de :

- 1,5 pour le déplacement horizontal;
- 1,5 pour la résistance au glissement;
- 2 pour la résistance au basculement.

5 Constructions en béton armé et précontraint

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1992 sont d'application.

5.1 Calculs et vérifications.

En plus de l'état limite ultime, les états limites de service suivants doivent être contrôlés:

- limite de contrainte;
- maîtrise de la fissuration;
- contrôle de la flèche (conditions d'utilisation et de confort compte tenu de la formation de fissures, du retrait et du fluage, ...);
- résistance à la fatigue de l'acier d'armature passive et active.

5.2 Données pour les calculs.

5.2.1 Données géométriques.

Il convient d'établir la largeur participante de la table de compression en fonction de la distance l_0 entre points de moment nul, tel que défini au § 5.3.2 de la NBN EN 1992-1-1.

5.2.2 Imperfections géométriques.

Les effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure, ainsi que les écarts de la position des charges doivent être pris en compte aux états limites ultimes. Il n'y a pas lieu de prendre en compte ces imperfections dans l'état limite de service.

5.2.3 Géométrie des sections.

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, on peut considérer, pour la vérification des états limites de service, des sections homogénéisées à condition d'avoir des armatures adhérentes ou pouvant être considérées comme telles. La section homogénéisée est obtenue par multiplication des sections d'armatures adhérentes par le facteur d'équivalence α , qui est fonction de la durée probable de la combinaison de charges appliquée.

Pour des charges de courte durée : $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$

Pour des charges de longue durée : $\alpha = \frac{E_s (1 + \varphi(t, t_0))}{E_c}$

où φ est le facteur de fluage ; E_s le module d'élasticité de l'acier et E_c le module de déformation du béton.

A défaut de calcul précis, l'on peut faire l'hypothèse :

- que pour le béton armé: $\alpha=15$ pour toutes les charges;
- que pour le béton précontraint: $\alpha =15$ pour des charges de longue durée;
 $\alpha =6$ pour des charges de courte durée.

5.2.4 Coefficients partiels relatifs aux matériaux.

Les coefficients partiels⁹ relatifs aux matériaux, γ_c et γ_s , sont définis pour les états limites ultimes et sont donnés dans le Tableau 2.1N de la NBN EN 1992-1-1.

Tableau 2.1N : Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les états limites ultimes

| type de projet | γ_c (béton) | γ_s (acier de béton armé) | γ_s (acier de précontrainte) |
|------------------------|--------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Durable Transitoire | 1,5 | 1,15 | 1,15 |
| Accidentelle | 1,2 | 1,0 | 1,0 |

Des valeurs supérieures ou inférieures pour le facteur partiel γ_c peuvent être utilisées à condition d'être justifiées par des procédures de contrôle adéquates :

| γ_c (béton) | durable et transitoire |
|---------------------------|------------------------|
| Réception suivie en usine | 1,30 |
| Propre réception | 1,50 |
| Réception restreinte | 1,60 |

Une réception propre est une réception effectuée par l'adjudicataire ou le fabricant proprement dit.

Une réception suivie en usine est une réception qui consiste en une réception propre sur une base statistique et en une réception indépendante.

⁹ Ils ne sont pas valables pour le dimensionnement au feu, pour lequel il convient de se référer à l'EN 1992-1-2

5.2.5 Détermination de l'effet de la précontrainte.

Les prescriptions suivantes ne concernent que les armatures précontraintes complètement enrobées de béton. L'emploi d'autres armatures de précontrainte n'est pas autorisé, sauf mention contraire au cahier spécial des charges.

On considère l'effet de la précontrainte compte tenu :

- des effets localisés à proximité des organes d'ancrage, aux extrémités et aux endroits où surviennent des changements de direction dans l'armature précontrainte;
- des effets statiquement déterminés dans les structures isostatiques;
- des effets statiquement déterminés et des effets supplémentaires introduits (parasitaires) dans les structures hyperstatiques.

Les problèmes locaux (ancrages, déviateurs,...) doivent être traités en supposant un effort de précontrainte égal à la valeur caractéristique de la résistance ultime des armatures de précontrainte.

Les sections en béton précontraint se dimensionnent à l'état limite de service. Il faut aussi vérifier que la section résiste à l'état limite ultime, et ce, avec une ductilité suffisante.

5.2.6 Effets structurels des déformations différées du béton.

Le degré de précision à appliquer pour la détermination de l'effet structurel du retrait et du fluage doit correspondre à la fiabilité des données disponibles pour la description de ces phénomènes, et l'importance de leur effet dans l'état limite considéré.

En général, l'effet du retrait et du fluage ne doit être considéré que dans l'état limite de service, sauf lorsque des effets de deuxième ordre sont importants. Des vérifications particulières sont nécessaires si on peut s'attendre à de hautes ou à de basses températures.

Pour déterminer les pertes de précontrainte, il faut tenir compte des effets du retrait et du fluage et de l'effet de la relaxation de l'armature précontrainte.

5.3 Béton

Dans les cas courants, on peut prendre 24 kN/m^3 comme poids volumique pour du béton non armé et 25 kN/m^3 pour du béton armé et précontraint à pourcentage normal d'armature.

5.3.1 Résistance

Le béton est principalement caractérisé par sa résistance à la compression. Cette résistance est désignée par des classes de résistance qui correspondent à la résistance caractéristique (fractile 5%) à la compression f_{ck} à 28 jours, mesurée sur des cylindres d'un diamètre de 150 mm et une hauteur de 300 mm (conformément à NBN EN 206-1) et conservés sous eau à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ (conformément à EN 12390). Les résistances exigées sont indiquées sur les plans et dans le cahier spécial des charges au moyen des classes de résistance. Pour les ponts, les classes de résistance sont comprises entre les classes C30/37 et 90/105.

Pour des applications particulières (comme le béton préfabriqué), il est nécessaire d'imposer, en plus, une résistance de compression minimale des éléments à d'autres durées de vie (lors du sectionnement des torons par exemple).

5.3.1.1 *Résistance de calcul*

La résistance de calcul en compression est définie comme $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

La résistance de calcul en traction f_{ctd} est définie comme $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$

α_{cc} et α_{ct} sont des coefficients tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur à prendre pour α_{cc} est 0.85 et celle de α_{ct} est 1.

5.3.2 Déformation élastique

L'évolution du module d'élasticité avec le temps peut être estimée par la formule suivante:
 $E_{cm} = 22 [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3}$ avec E_{cm} et f_{ck} (N/mm²).

5.3.3 Fluage

Le fluage est la propriété mécanique des matériaux selon laquelle la déformation d'un élément subissant une charge constante dans le temps continue de croître. Le fluage du béton dépend de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement, ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

La déformation de fluage du béton à l'instant t , $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est donnée par $\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$

Où:

- E_c est le module d'élasticité tangent à l'origine ($\sigma_c = 0$) du béton à 28 jours. $E_c = 1.05 \cdot E_{cm}$
- $\varphi(t, t_0)$ est le coefficient de fluage.

5.3.3.1 Méthode de détermination du coefficient de fluage

Dans les conditions d'environnement normales, le coefficient de fluage peut être déterminé par une méthode graphique lorsque une grande précision n'est pas requise et lorsque le béton n'est pas soumis à une contrainte de compression supérieure à $0,45 f_{ck}$ au moment de la charge.

Explication de cette méthode (voir Figure 3.1 de la NBN EN 1992-1-1):

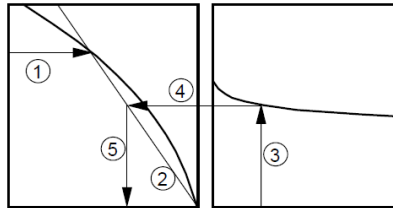


Figure 5.1 illustration de la méthode

1. L'âge du béton t_0 lors du chargement étant connu, nous pouvons tracer, sur le graphique de gauche, une horizontale jusqu'à la courbe définissant le type de ciment utilisé;
2. Nous traçons ensuite une droite rejoignant l'origine de la courbe à l'intersection trouvée en 1;
3. Après avoir défini le rayon moyen de l'élément considéré, nous traçons, sur le graphique de droite, une verticale jusqu'à la courbe définissant la classe de résistance utilisée ;
4. Partant de cette intersection, nous traçons une horizontale vers le graphique de gauche pour rejoindre la droite définie en 2;
5. Il suffit alors de descendre verticalement à partir de l'intersection trouvée en 4 pour lire la valeur du coefficient de fluage.

Si une plus grande précision du coefficient de fluage est nécessaire, l'Annexe B1 de la NBN EN 1992-1-1 donne la formule du coefficient de fluage. Cette formule dépend de l'humidité relative, de la résistance du béton et de l'âge du béton au moment du chargement. La valeur du fluage peut aussi être modifiée dans le cas d'une cure thermique ou de l'utilisation de certains types de ciment.

5.3.4 Retrait.

Le béton, indépendamment de tout phénomène d'origine mécanique, diminue de volume dans le temps. C'est ce qu'on appelle le retrait. Le retrait du béton dépend de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton.

La déformation totale de retrait ε_{cs} est égale à $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$, où :

ε_{cs} est la déformation totale de retrait ;

ε_{cd} est la déformation due au retrait de dessiccation ;

ε_{ca} est la déformation due au retrait endogène.

La valeur finale du retrait de dessiccation, $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, où k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0 (cfr Tableau 3.3 de la NBN EN 1992-1-1) et $\varepsilon_{cd,0}$ peut être estimé par les valeurs du Tableau 3.2 de la NBN EN 1992-1-1 (valeurs moyennes probables, avec un coefficient de variation de l'ordre de 30%). Une valeur plus précise de $\varepsilon_{cd,0}$ est donnée par la formule de l'Annexe B2 de la NBN EN1992-1-1.

Pour les éléments préfabriqués soumis à une cure thermique:

- a) la déformation de retrait n'est pas significative au cours de la cure;
- b) la déformation due au retrait endogène est négligeable.

5.4 Acier d'armature passive

5.4.1 Domaine d'application

L'article en question est valable pour les armatures à haute adhérence et soudables de béton armé sous forme de barres, de fils redressés, de treillis soudés (Conformément à EN 10080). Ils ne s'appliquent pas aux barres lisses ou comportant un revêtement spécial.

Les fils tréfilés à froid DE 500 BS et les treillis soudés DE 500 BS ne peuvent pas être utilisés dans le béton armé.

Pour la construction de ponts, il est interdit d'utiliser des treillis soudés, ainsi que toutes autres barres soudées.

Pour les ponts, seules les nuances BE 500 S et BE 500 TS peuvent être mises en œuvre. **Toutefois, pour les armatures de nuance BE 500, il faut considérer qu'elles possèdent les caractéristiques mécaniques de la nuance BE 400. f_{yk} vaut donc 400 N/mm² pour les calculs de résistance.**

5.4.2 Hypothèses de calcul

La masse volumique des armatures peut être supposée égale à 7850 kg/m^3 .

La valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être supposée égale à $200\,000 \text{ N/mm}^2$.

5.4.3 Géométrie

Tous les calculs sont basés sur le diamètre nominal des barres.

On utilise de préférence les barres de diamètres nominaux suivants:

$\phi = 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 28$ et 32 mm .

On essaiera autant que possible de ne pas utiliser des barres de grand diamètre, à savoir des barres dont le diamètre est supérieur à 32 mm .

5.5 Acier de précontrainte

5.5.1 Domaine d'application

Cet article est d'application pour des armatures de précontrainte (fils, torons et barres) conformément à la NBN EN 10138.

5.5.2 Propriétés

Les propriétés des aciers de précontrainte (à haute résistance) sont données dans la NBN EN 10138 Parties 2 à 4 ou dans un Agrément Technique Européen.

Aucune soudure n'est autorisée dans les barres, fils et torons.

Les armatures de précontrainte sont classées en fonction des caractéristiques mécaniques $f_{p0,1k}$, f_{pk} , ε_{uk} visibles sur le diagramme contrainte-déformation issu de la NBN EN 1992-1-1:

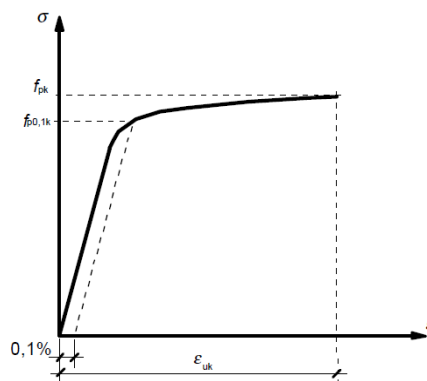


Figure 5.2 Diagramme de contrainte-déformation d'aciers de précontrainte types

5.5.3 Hypothèses de calcul

La valeur de calcul du module d'élasticité E_p peut être prise égale à 205 000 N/mm² pour les fils et les barres et à 195 000 N/mm² pour les torons.

5.5.4 Géométries types d'armatures de précontrainte

Sauf spécification contraire dans les documents d'adjudication, on utilise les torons et les câbles de précontrainte suivants :

Torons - fils :

| | 1 fil | toron de 7 fils | toron de 7 fils |
|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| diamètre nominal | 7 mm | 12,5 mm | 15,2 mm |
| section nominale | 38.5 mm ² | 93 mm ² | 139 mm ² |
| f_{pk} | 1.770 N/mm ² | 1.860 N/mm ² | 1.860 N/mm ² |
| $F_{p0,1k}$ | 56,6 kN | 147 kN | 220 kN |

Câbles :

| ϕ toron (mm) | 12,5 | | | | | | 15,2 | | | |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| nombre de torons | 4 | 7 | 12 | 19 | 25 | 31 | 4 | 7 | 12 | 19 |
| section nominale (mm ²) | 372 | 651 | 1116 | 1767 | 2325 | 2883 | 556 | 973 | 1668 | 2641 |
| f_{pk} (MPa) | 1470 | 1770 | 1770 | 1770 | 1770 | 1770 | 1860 | 1860 | 1860 | 1860 |

5.5.5 Relaxation.

Les pertes de précontrainte avec le temps peuvent être assimilées à une valeur forfaitaire de 15 ou 20% de la force de précontrainte initiale (respectivement pour des conditions climatiques extérieures et intérieures).

5.6 **Classes d'exposition du béton et enrobage des armatures**

5.6.1 Type de béton dans les cas les plus courants

| Description | Dénomination sur plan |
|--|------------------------------|
| Béton de propreté | BNA C16/20 EO |
| Béton non armé <i>En contact avec le gel et la pluie</i> | BNA C25/30 EE3 |
| Béton armé <i>Sans sels de déverglaçage, en contact avec le gel et la pluie</i> | BA C30/37 EE3 |
| Béton armé <i>En contact avec les sels de</i> | BA C35/45 EE4 |

déverglaçage, avec le gel et la pluie

Béton précontraint
 Sans sels de déneigement,
 en contact avec le gel et la pluie

BP C40/50 EE3
 ou résistance supérieure

Béton précontraint
 En contact avec les sels de
 déverglaçage, avec le gel et la pluie

BP C40/50 EE4
 ou résistance supérieure

Fondations sur pieux

BA C25/30 EE1

5.7 Dispositions constructives des armatures

5.7.1 Généralités

Les prescriptions de la section 8 « Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontraintes » des NBN EN 1992-1-1 et NBN EN 1992-2 doivent être respectées.

5.7.2 Armatures passives

5.7.2.1 Ancrages des armatures longitudinales.

Les barres doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, tout en évitant toute fissuration longitudinale et tout éclatement du béton. Si nécessaire, il faut ajouter un ferrailage transversal.

Les méthodes classiques d'ancrage sont représentées à la Figure 5.3 issue de la NBN EN1992-1-1

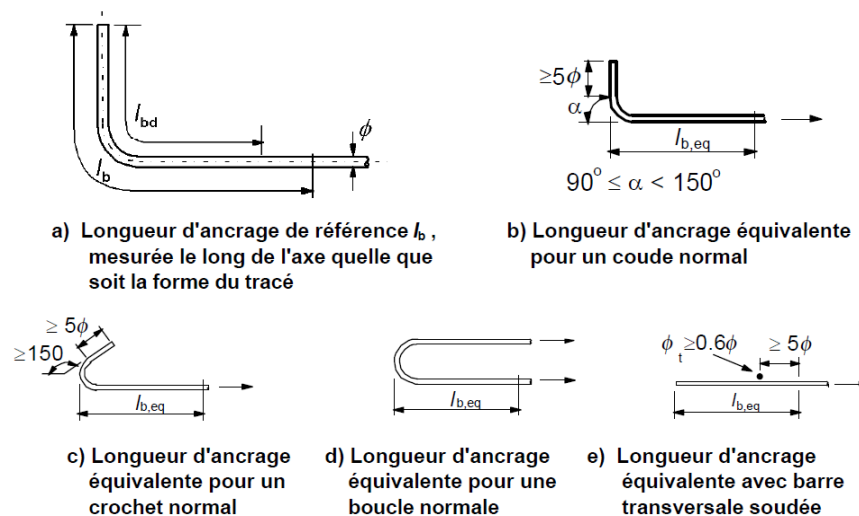


Figure 5.3 Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit

Si des dispositifs d'ancrage mécaniques sont utilisés, les tests effectués sur ceux-ci doivent être conformes à la Norme de Produit concernée ou à un Agrément Technique Européen.

La valeur de calcul de la longueur d'ancrage de base l_{bd} est égale à :

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

où α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 sont les coefficients donnés au tableau 8.2 de la norme NBN EN 1992-1-1.

α_1 tient compte de la forme de barre (voir figure 8.3 §8.4.4 de la norme NBN EN 1992-1-1);

α_2 tient compte de l'enrobage de béton minimal;

α_3 tient compte du confinement par des armatures transversales non soudées;

α_4 tient compte du confinement des armatures transversales soudées le long de l_{bd} ;

α_5 tient compte de l'effet de pression orthogonale au plan de fendage le long de l_{bd} .

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$$

Sur la base de bonnes conditions d'adhérence, la Table 5.1 fournit la longueur d'ancrage de base requise $l_{b,rqd}$ en fonction du diamètre de barre, de la qualité du béton et du type d'acier.

| Longueur d'ancrage de base $l_{b,rqd}$ pour BE400S | | | | | | | | | | |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|
| ϕ (mm) | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 |
| f_{ck} 20 | 225 | 300 | 375 | 450 | 525 | 599 | 749 | 937 | 1049 | 1199 |
| f_{ck} 25 | 194 | 258 | 323 | 387 | 452 | 517 | 646 | 807 | 904 | 1033 |
| f_{ck} 30 | 172 | 229 | 286 | 343 | 400 | 457 | 572 | 715 | 801 | 915 |
| f_{ck} 35 | 155 | 206 | 258 | 310 | 361 | 413 | 516 | 645 | 722 | 826 |
| f_{ck} 40 | 142 | 189 | 236 | 283 | 330 | 378 | 472 | 590 | 661 | 755 |
| f_{ck} 50 | 122 | 163 | 203 | 244 | 285 | 325 | 407 | 508 | 570 | 651 |

| Longueur d'ancrage de base $l_{b,rqd}$ pour BE500S | | | | | | | | | | |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|
| ϕ (mm) | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 |
| f_{ck} 20 | 281 | 375 | 468 | 562 | 656 | 749 | 937 | 1171 | 1311 | 1499 |
| f_{ck} 25 | 242 | 323 | 404 | 484 | 565 | 646 | 807 | 1009 | 1130 | 1291 |
| f_{ck} 30 | 214 | 286 | 357 | 429 | 500 | 572 | 715 | 893 | 1001 | 1144 |
| f_{ck} 35 | 193 | 258 | 322 | 387 | 451 | 516 | 645 | 806 | 903 | 1032 |
| f_{ck} 40 | 177 | 236 | 295 | 354 | 413 | 472 | 590 | 738 | 826 | 944 |
| f_{ck} 50 | 153 | 203 | 254 | 305 | 356 | 407 | 508 | 636 | 712 | 814 |

Table 5.1 - Longueur d'ancrage de base $l_{b,rqd}$

5.7.2.2 Recouvrements

Les recouvrements dans une même section et dans les zones où règnent de fortes contraintes doivent être évités.

La distance entre deux barres de recouvrement doit répondre aux conditions suivantes :

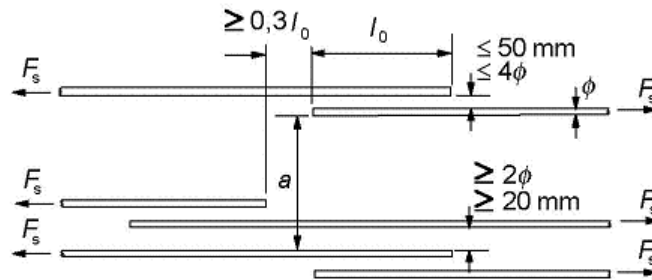


Figure 5.4 - Recouvrements voisins

La valeur de calcul de la longueur de recouvrement est égale à :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min}$$

où α_1 , α_2 , α_3 et α_5 conformément au tableau 8.2 de la norme NBN EN 1992-1-1

α_6 le pourcentage de barres de recouvrement par rapport à la surface totale de la section transversale

Dans la zone de recouvrement, des armatures transversales sont requises afin de pouvoir compenser les efforts transversaux de traction. Et ce, conformément au § 8.7.4 de la norme NBN EN 1922-1-1.

Sur la base de bonnes conditions d'adhérence, la Table 5.2 fournit la longueur d'ancrage $\alpha_6 l_{b,rd}$ en fonction du diamètre de barre, de la qualité du béton et du type d'acier.

| f_{ck} 20 | $\alpha_6 l_{b,rd}$ pour BE400S | | | | $\alpha_6 l_{b,rd}$ pour BE500S | | | |
|-------------|---------------------------------------|------|------|------|---------------------------------------|------|------|------|
| | Pourcentage de barres de recouvrement | | | | Pourcentage de barres de recouvrement | | | |
| | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
| 6 | 225 | 259 | 315 | 337 | 281 | 323 | 393 | 421 |
| 8 | 300 | 345 | 420 | 450 | 375 | 431 | 525 | 562 |
| 10 | 375 | 431 | 525 | 562 | 468 | 539 | 656 | 702 |
| 12 | 450 | 517 | 629 | 674 | 562 | 646 | 787 | 843 |
| 14 | 525 | 603 | 734 | 787 | 656 | 754 | 918 | 983 |
| 16 | 599 | 689 | 839 | 899 | 749 | 862 | 1049 | 1124 |
| 20 | 749 | 862 | 1049 | 1124 | 937 | 1077 | 1311 | 1405 |
| 25 | 937 | 1077 | 1311 | 1405 | 1171 | 1346 | 1639 | 1756 |
| 28 | 1049 | 1206 | 1469 | 1574 | 1311 | 1508 | 1836 | 1967 |
| 32 | 1199 | 1379 | 1678 | 1798 | 1499 | 1723 | 2098 | 2248 |

| f_{ck} 25 | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 6 | 194 | 223 | 271 | 291 | 242 | 278 | 339 | 363 |
| 8 | 258 | 297 | 362 | 387 | 323 | 371 | 452 | 484 |
| 10 | 323 | 371 | 452 | 484 | 404 | 464 | 565 | 605 |
| 12 | 387 | 446 | 542 | 581 | 484 | 557 | 678 | 726 |
| 14 | 452 | 520 | 633 | 678 | 565 | 650 | 791 | 848 |
| 16 | 517 | 594 | 723 | 775 | 646 | 743 | 904 | 969 |
| 20 | 646 | 743 | 904 | 969 | 807 | 928 | 1130 | 1211 |
| 25 | 807 | 928 | 1130 | 1211 | 1009 | 1160 | 1413 | 1513 |
| 28 | 904 | 1040 | 1266 | 1356 | 1130 | 1300 | 1582 | 1695 |
| 32 | 1033 | 1188 | 1446 | 1550 | 1291 | 1485 | 1808 | 1937 |

| f_{ck} 30 | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 6 | 172 | 197 | 240 | 257 | 214 | 247 | 300 | 322 |
| 8 | 229 | 263 | 320 | 343 | 286 | 329 | 400 | 429 |
| 10 | 286 | 329 | 400 | 429 | 357 | 411 | 500 | 536 |
| 12 | 343 | 395 | 480 | 515 | 429 | 493 | 600 | 643 |
| 14 | 400 | 460 | 560 | 600 | 500 | 575 | 701 | 751 |
| 16 | 457 | 526 | 640 | 686 | 572 | 658 | 801 | 858 |
| 20 | 572 | 658 | 801 | 858 | 715 | 822 | 1001 | 1072 |
| 25 | 715 | 822 | 1001 | 1072 | 893 | 1028 | 1251 | 1340 |
| 28 | 801 | 921 | 1121 | 1201 | 1001 | 1151 | 1401 | 1501 |
| 32 | 915 | 1052 | 1281 | 1372 | 1144 | 1315 | 1601 | 1716 |

| f_{ck} 35 | $\alpha_6 l_{b,reqd}$ pour BE400S | | | | $\alpha_6 l_{b,reqd}$ pour BE500S | | | |
|-------------|---------------------------------------|-----|------|------|---------------------------------------|------|------|------|
| | Pourcentage de barres de recouvrement | | | | Pourcentage de barres de recouvrement | | | |
| | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
| 6 | 155 | 178 | 217 | 232 | 193 | 223 | 271 | 290 |
| 8 | 206 | 237 | 289 | 310 | 258 | 297 | 361 | 387 |
| 10 | 258 | 297 | 361 | 387 | 322 | 371 | 451 | 484 |
| 12 | 310 | 356 | 433 | 464 | 387 | 445 | 542 | 580 |
| 14 | 361 | 415 | 506 | 542 | 451 | 519 | 632 | 677 |
| 16 | 413 | 475 | 578 | 619 | 516 | 593 | 722 | 774 |
| 20 | 516 | 593 | 722 | 774 | 645 | 742 | 903 | 967 |
| 25 | 645 | 742 | 903 | 967 | 806 | 927 | 1129 | 1209 |
| 28 | 722 | 831 | 1011 | 1084 | 903 | 1038 | 1264 | 1354 |
| 32 | 826 | 949 | 1156 | 1238 | 1032 | 1187 | 1445 | 1548 |

| f_{ck} 40 | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
|-------------|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| 6 | 142 | 163 | 198 | 212 | 177 | 204 | 248 | 266 |
| 8 | 189 | 217 | 264 | 283 | 236 | 271 | 330 | 354 |
| 10 | 236 | 271 | 330 | 354 | 295 | 339 | 413 | 443 |
| 12 | 283 | 326 | 397 | 425 | 354 | 407 | 496 | 531 |
| 14 | 330 | 380 | 463 | 496 | 413 | 475 | 578 | 620 |
| 16 | 378 | 434 | 529 | 566 | 472 | 543 | 661 | 708 |
| 20 | 472 | 543 | 661 | 708 | 590 | 679 | 826 | 885 |
| 25 | 590 | 679 | 826 | 885 | 738 | 848 | 1033 | 1106 |
| 28 | 661 | 760 | 925 | 991 | 826 | 950 | 1157 | 1239 |
| 32 | 755 | 869 | 1057 | 1133 | 944 | 1086 | 1322 | 1416 |

| f_{ck} 50 | <25% | 33% | 50% | >50% | <25% | 33% | 50% | >50% |
|-------------|------|-----|-----|------|------|-----|------|------|
| 6 | 122 | 140 | 171 | 183 | 153 | 175 | 214 | 229 |
| 8 | 163 | 187 | 228 | 244 | 203 | 234 | 285 | 305 |
| 10 | 203 | 234 | 285 | 305 | 254 | 292 | 356 | 381 |
| 12 | 244 | 281 | 342 | 366 | 305 | 351 | 427 | 458 |
| 14 | 285 | 327 | 399 | 427 | 356 | 409 | 498 | 534 |
| 16 | 325 | 374 | 456 | 488 | 407 | 468 | 570 | 610 |
| 20 | 407 | 468 | 570 | 610 | 508 | 585 | 712 | 763 |
| 25 | 508 | 585 | 712 | 763 | 636 | 731 | 890 | 953 |
| 28 | 570 | 655 | 797 | 854 | 712 | 819 | 997 | 1068 |
| 32 | 651 | 749 | 911 | 976 | 814 | 936 | 1139 | 1220 |

Table 5.2 - Longueur d'ancrage $\alpha_6 l_{b,reqd}$

5.7.3 Armatures de précontrainte

L'espacement des gaines ou des armatures de précontrainte par pré-tension doit permettre d'assurer une mise en place et un compactage corrects du béton, ainsi que l'obtention d'une adhérence suffisante entre le béton et les armatures.

5.7.3.1 *Ancrage des armatures précontraintes dans la section.*

L'ancrage des armatures de précontrainte post-tendues se fait suivant la norme NBN EN 1992-1-1 § 8.10.

5.7.3.2 *Organes d'ancrage*

L'article en question s'applique aux dispositifs de précontrainte par post-tension:

- les ancrages sont utilisés pour transmettre les efforts des armatures au béton dans la zone d'ancrage.
- les coupleurs sont utilisés pour assurer l'assemblage d'armatures individuelles afin de garantir leur continuité.

La résistance des organes d'ancrage et des zones d'ancrage doit être suffisante pour transférer la force de précontrainte au béton. L'apparition de fissures dans les zones d'ancrage ne peut pas altérer le fonctionnement des ancrages.

Il faut éviter l'écrasement local. Pour une pression localisée uniformément répartie sur une surface A_{c0} , l'effort de compression limite vaut: $F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$

Où :

A_{c0} est l'aire chargée,

A_{c1} est l'aire maximale de diffusion utilisée dans le calcul. A_{c0} étant homothétique à A_{c1} . Les dimensions de A_{c0} sont trois fois plus grandes à celles de A_{c1} .

Pour simplifier, on peut admettre que l'angle de diffusion de la force de précontrainte, qui prend effet à l'extrémité de l'organe d'ancrage, est égal à $\arctg(4/3)$.

Les efforts transversaux de traction générés par ces forces concentrées seront évalués au moyen d'un modèle bielles-tirants.

5.8 Vérification des sections

5.8.1 Flexion à l'ELU.

Pour définir le moment de résistance à l'état limite ultime, il ne faut pas tenir compte de la résistance à la traction du béton.

5.8.2 Critères de dimensionnement des éléments en béton précontraint.

Dans le cas d'un concept élastique d'éléments en béton précontraint, les tensions normales sont limitées suivant :

| Combinaison de charge | σ_{cadm} | σ_{ctadm} |
|-----------------------|------------------|------------------|
| g + P | 0,5 f_{ck} | $f_{ct0,05}$ |
| Quasi fréquent | 0,45 f_{ck} | 0 |
| Fréquent | - | 0 |
| Rare | 0,6 f_{ck} (*) | 0 |

(*) 0,6 f_{ck} pour toutes les classes d'exposition, à l'exception de XD, XF et XS pour lesquelles on applique 0,5 f_{ck}

Dans la combinaison de charge, g représente la charge permanente présente lors de la post-contrainte, et P la force de précontrainte.

5.8.3 Contrôle de la flèche

Le contrôle des déformations des éléments en service est nécessaire lorsque le concepteur juge que ces déformations sont susceptibles de porter atteinte à l'aspect visuel ou à l'utilisation de ces éléments ou des éléments non porteurs qui y sont apposés.

Pour de plus amples informations, voir le chapitre 9.

5.8.4 Maîtrise de la fissuration

La formation de fissures et leur ouverture doivent être limitées à un niveau qui reste acceptable pour le fonctionnement et l'aspect visuel de la structure, conformément au § 7.3 de la norme NBN EN 1922-1-1.

Des mesures doivent être prises afin d'éviter une formation de fissures prématurée. Et ce, principalement lors de l'utilisation de béton à haute résistance (classe de résistance C60/75 et supérieures). Parmi ces mesures, notons :

- le décoffrage après un temps suffisant de telle sorte que le béton puisse refroidir lentement et entièrement (jusqu'à ce qu'il atteigne la température ambiante). Et ce en vue de prévenir la formation de fissures thermiques dues à un retrait empêché;
- le choix du type de ciment et de la teneur en ciment du béton;
- le choix de nature des granulats;

- le choix du rapport eau-ciment (développement de la résistance du béton);
- la maîtrise de la température du béton pendant la phase de durcissement;
- le choix des armatures;
- les éventuelles techniques de post-traitement choisies...

5.8.5 Etats limites provoqués par des déformations structurelles (flambement).

Pour la construction de ponts, il faut privilégier des sections telles que les effets de deuxième ordre soient évités. L'élançement doit donc être limité.

5.9 Résistance à la fatigue des tabliers en béton.

5.9.1 Généralités

La fatigue est un processus mécanique qui modifie les caractéristiques intrinsèques d'un matériau et engendre un état limite matérialisé par une rupture ou une fissuration excessive d'un élément. La fatigue d'un élément est causée par une succession de variations de contraintes dans cet élément.

Lorsque les variations de contrainte sont soit suffisamment petites, soit peu fréquentes, la fatigue des constructions en béton ne constitue pas l'état limite le plus dimensionnant. En revanche, pour les éléments régulièrement soumis à des charges variables, un contrôle à la fatigue est indispensable (ex : charges de trafic sur un pont).

Une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire pour les structures et les éléments suivants¹⁰ :

- a) passerelles, à l'exception des éléments de structure très sensibles à l'action du vent ;
- b) structures enterrées en voûte ou en cadre avec une couverture minimale de terre de 1,00 m et 1,50 m respectivement pour les ponts routiers et ferroviaires ;
- c) fondations ;
- d) piles et poteaux non rigidement reliés au tablier ;
- e) murs de soutènement de chaussées et de voies ferrées ;
- f) culées des ponts routiers et ferroviaires non rigidement reliés au tablier, à l'exception des dalles de culées creuses ;
- g) armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions avec P_k , les fibres extrêmes du béton restent comprimées.

Le calcul des contraintes doit être réalisé en faisant l'hypothèse de sections fissurées, en négligeant la résistance en traction du béton mais en assurant la compatibilité des déformations.

¹⁰ Dixit le Chapitre 6.8.1 de la NBN EN 1992-2

5.9.2 Types de rupture de fatigue

Sous l'action de charges fréquemment répétées, les états limites suivants peuvent être atteints :

- a) rupture des armatures tendues ;
- b) rupture de l'adhérence des armatures ;
- c) rupture du béton comprimé ;
- d) rupture du béton sollicité en cisaillement ;
- e) désagrégation du béton ;
- f) ouverture excessive des fissures avec perte de durabilité.

L'état limite le plus fréquent est obtenu par excès des variations de contrainte dans les armatures.

La rupture par fatigue de béton comprimé est rare lorsque la sécurité à l'état limite ultime de rupture est suffisante, et lorsque l'ouverture caractéristique des fissures n'excède pas 0,3 mm en flexion.

La rupture de fatigue par désagrégation du béton est obtenue dans des dalles soumises à l'action de roues de véhicules. Elle trouve son origine dans la fissuration du béton à la suite de l'allongement excessif des armatures tendues. Le déplacement fréquent du schéma de fissuration sur l'étendue de la dalle provoque une désagrégation progressive du béton.

5.9.3 Vérification de l'état limite de rupture par fatigue.

L'endommagement pour un cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ peut être déterminé à l'aide des courbes S-N de la Figure 6.30 de la NBN EN 1992-1-1 relatives aux armatures de béton armé et aux armatures de précontrainte.

Les Tableaux 6.3N (armatures de béton armé) et 6.4N (armatures de précontrainte) de la NBN EN 1992-1-1 donnent les valeurs des paramètres des courbes S-N dont voici les valeurs pour les types d'armatures les plus utilisées.

| Courbe S-N | N* | Exposant de la contrainte | | $\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) pour N* cycles |
|-------------------------------|-----------------|---------------------------|----------------|--|
| | | k ₁ | k ₂ | |
| Barres droites de béton armé | 10 ⁶ | 5 | 9 | 162.5 |
| Dispositifs de couplage de BA | 10 ⁷ | 3 | 5 | 35 |
| Précontrainte par pré-tension | 10 ⁶ | 5 | 9 | 185 |

Pour des cycles multiples d'étendue variable, l'endommagement peut être cumulé en appliquant la règle de Palmgren-Miner.

Plutôt que de contrôler explicitement les dégâts, un test de fatigue peut également être réalisé via des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement, suivant le §6.8.5 de la NBN EN 1992-1-1.

Pour l'acier de béton armé ou l'acier précontraint et pour les dispositifs de couplage, la résistance à la fatigue est suffisante si les conditions suivantes sont remplies :

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Où :

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ est l'étendue de contrainte pour N^* cycles, donnée par la courbe S-N;

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ est l'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour différents types d'armature, compte tenu du nombre de cycles de charge N^* .

5.9.3.1 Assemblages par organes mécaniques

Outre l'effort de traction de la liaison barre-manchon-barre ou barre-connecteur-barre (au moins égal à l'effort de traction correspondant à celui d'une barre continue de même diamètre théorique nominal), la résistance à la fatigue de l'assemblage (l'intervalle de variation de charge admissible) doit également être connue pour au moins 2 millions de cycles.

L'aptitude de ces organes mécaniques doit être démontrée par un certificat d'agrément. A défaut de certificat d'agrément (description du système d'assemblage, attestations et résultats de tests de contrôle et d'acceptation préalables et prescriptions du fabricant en ce qui concerne l'emplacement des manchons), les organes mécaniques doivent être vérifiés expérimentalement.

Les essais s'effectuent sur un minimum de 3 échantillons par type de manchon (ou de connecteur) et par diamètre de barre utilisé.

Si les résultats des essais ne sont pas satisfaisants, le fonctionnaire dirigeant est habilité à refuser le type prescrit ou une livraison déterminée ou encore de décider des mesures qui doivent être prises, sans que l'adjudicataire puisse prétendre à des indemnités complémentaires. Tous les frais qui découlent de ces essais, sont à la charge de l'adjudicataire.

5.9.4 Contrôle de l'état limite de rupture de fatigue pour la construction d'ouvrages d'art

L'annexe NN de la norme NBN EN 1992-2 fournit une méthode simplifiée pour calculer l'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue.

5.9.4.1 Ponts-routes

Cette méthode s'applique uniquement au modèle de charge de fatigue 3 modifié par rapport à celui défini dans la NBN EN 1991-2 (voir aussi 3.9.2).

Les charges d'essieu de ce modèle doivent être multipliées par les coefficients suivants :

1,75 pour une vérification au droit des appuis intermédiaires des ponts continus;

1,40 pour une vérification dans d'autres zones.

L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour la vérification de l'acier de béton armé doit être calculée selon l'équation :

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,EC} \cdot \lambda_s$$

Où :

$\Delta\sigma_{s,EC}$ est l'étendue de contraintes due au modèle de charge de fatigue 3 modifié sur la base de la combinaison de charges.

λ_s est le coefficient d'endommagement équivalent vis-à-vis de la fatigue qui tient compte de l'influence de la portée, du volume de trafic annuel, de la durée d'utilisation de projet, des différentes voies de circulation, du type de trafic et du revêtement et est défini par :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

Ces coefficients sont définis au chapitre NN.2.1 de la NBN EN 1992-2. $\lambda_{s,4}$ donne l'influence de plusieurs bandes de circulation. Etant donné que la norme NBN EN 1992-2 est vague pour déterminer ce coefficient, nous renvoyons vers la norme NBN EN 1993-2.

φ_{fat} est le coefficient de majoration dynamique dépendant de la rugosité du revêtement conformément à l'Annexe B de la NBN EN 1991-2.

$\varphi_{fat} = 1,2$ pour les surfaces de bonne rugosité

$\varphi_{fat} = 1,4$ pour les surfaces de rugosité moyenne.

5.9.4.2 Ponts-rails

L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement applicable à l'acier de béton armé et à l'acier de précontrainte doit être calculée conformément à :

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

Où :

$\Delta\sigma_{s,71}$ est l'étendue de contrainte de l'acier due au modèle de charge 71 appliqué au maximum sur deux voies, sans tenir compte du coefficient de classification α (voir 3.6.1).

Φ est le coefficient dynamique (voir 3.6.3)

λ_s est un coefficient de correction permettant de calculer l'étendue de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement à partir de l'étendue de contraintes due à $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$

La formule suivante permet de le calculer: $\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$

Ces coefficients sont définis au chapitre NN.3.1 de la NBN EN 1992-2.

6 Constructions en acier

6.1 Domaine d'application

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1993 sont d'application.

6.2 Exigences particulières pour les ponts métalliques

En principe, tous les ponts en acier doivent être munis d'un coffre à ballast, pour pouvoir poser la voie sur un lit de ballast. Les ponts mobiles font exception à cette règle.

Le coffre à ballast doit être conçu en prenant les dispositions nécessaires pour réaliser un drainage suffisant du tablier de pont.

Le coffre à ballast peut faire partie du tablier de pont proprement dit (par ex., plaque orthotrope) ou être constitué d'une structure non portante. Si l'on prévoit une structure en béton qui contribue à la résistance du pont, il s'agit alors d'un pont mixte acier-béton pour lequel les prescriptions du présent chapitre et celles des chapitres 5 et 7 sont d'application.

Les poutres principales des ponts en acier sont soit :

- des poutres à âmes pleines, avec ou sans raidisseurs de l'âme et simplement appuyées aux deux extrémités;
- des poutres-caisson, simplement appuyées aux 2 extrémités;
- des treillis, simplement appuyés aux 2 extrémités, de type Warren ou Pratt;
- arcs à tablier supérieur indépendant;
- arcs fléchis raidis à suspentes verticales ou obliques et tablier inférieur.

Pour les ponts à suspentes, le pont est calculé de façon à ce qu'en cas de remplacement d'un câble suspendu ou d'un hauban quelconque la stabilité soit assurée sous combinaison quasi permanente.

Sauf disposition contraire dans le cahier spécial des charges, les sections des éléments porteurs de la construction de classe 1, 2 ou 3 sont des sections conformes au tableau 5.2 de la NBN EN 1993-1-1. Pour des sections de classe 4, il y a lieu de tenir compte de la résistance réduite par les effets de voilement local.

L'épaisseur d'âme minimale des poutres principales, longerons et entretoises métalliques s'élève à 10 mm pour les poutres composées.

6.3 Qualités d'acier à utiliser

6.3.1 Qualités d'acier pour la construction de ponts

La limite élastique de l'acier de construction ne peut pas excéder 460N/mm². Les qualités d'acier sont décrites dans les normes suivantes :

| | |
|--------------|--|
| NBN EN 10025 | Produits laminés à chaud en aciers de construction Conditions techniques de livraison – Parties 1-6 |
| NBN EN 10027 | Systèmes de désignation des aciers – Parties 1 et 2 |

Le choix de la qualité d'acier (JR, J0, J2 ou J2+N, K2 ou K2+N) dépend de la conception du pont, de la méthode d'exécution utilisée, des circonstances de traitement et des conditions d'utilisation de l'ouvrage d'art. On emploie :

1. la classe J2 (ou J2+N¹¹) et la classe K2 (ou K2+N) pour les éléments principaux soudés et tirés de toutes les épaisseurs et pour les éléments principaux comprimés d'une épaisseur ≥ 15 mm. Et donc pour:
 - les poutres principales, entretoises, longerons de construction soudée, tant pour les plaques que pour les profilés;
 - les plaques de tablier pour dalle orthotrope;
 - toutes les tôles et profils soudés de poutres, de barres de treillis ou d'arcs de caisson;
 - tous les profils soudés de la structure portante, à l'exception de ce qui suit;
2. la classe J0 dans les éléments soudés comprimés d'une épaisseur < 15 mm:
 - contreventements en profils soudés d'une épaisseur < 15 mm;
 - éléments importants qui ne contiennent pas de soudures, mais déformés à froid avec des allongements entre 2,5 et 5 %;
 - tôles non soudées de poutres principales, entretoises et longerons;
 - profils non soudés, d'une épaisseur ≥ 15 mm, pour poutres principales, entretoises et longerons;
3. la classe JR pour les tôles et les profils:
 - construction non soudée de contreventements;
 - passerelles, reliées à la superstructure.

Fissuration lamellaire

La qualité Z d'une tôle d'acier ou d'un profil d'acier est déterminée conformément à la norme EN 1993-1-10.

¹¹ + la lettre N, si les produits doivent être livrés à l'état normalisé ou équivalent.

6.3.2 Qualités d'acier pour la construction de bâtiments

Il y a lieu de considérer la Table 6.1 comme fil conducteur.

| Cas considéré | Type d'acier à utiliser selon NBN EN 10025-2 |
|---|---|
| 1. Garde-corps 1. Tôle armée et striée 1. Elément non chargé | S185 |
| 2. Menuiserie métallique | S235 |
| 3. Construction rivetée | S235 |
| 4. Construction soudée 4.1. Charpente légère (par ex. ferme de toiture) 4.2. Construction sans pont roulant : a) profilés (épaisseur ≤ 30 mm) b) tôles et plats (épaisseur ≤ 25 mm) c) profilés (épaisseur > 30 mm) d) tôles et plats (épaisseur > 25 mm) 4.3. Construction soumise à : a) charges statiques lourdes b) charges dynamiques légères c) charges dynamiques lourdes, mais où aucun élément n'a une épaisseur supérieure à 10 mm 4.4. Construction soumise à de lourdes charges dynamiques et dont l'épaisseur des éléments est supérieure à 10 mm | S235 S235(*) S235JR S235J0 S235J0 S235J0 S235J0 S235J0 S235J2ou S355K2 (**) |
| 5. Chemin de roulement d'un pont roulant | E295 |

Table 6.1 - Qualités d'acier pour la construction de bâtiments

(*) L'essai de résilience est imposé.

(**) S355K2 pour les éléments dont l'épaisseur est \geq à 30 mm.

6.4 Assemblages

6.4.1 Conception

Le mode d'assemblage de différents éléments s'effectue, sauf stipulations contraires sur les plans de détail et/ou au cahier spécial des charges, soit par boulonnage, soit par soudage.

Le calcul des assemblages s'effectue conformément aux prescriptions de la norme NBN EN 1993-1-8.

Seuls les assemblages suivants peuvent être mis en œuvre :

- soudure à l'arc (manuelle, automatique ou semi-automatique);
- assemblages boulonnés chargés en cisaillement suivant cat. A (travaillant à la pression diamétrale) ou cat. C (résistant au glissement dans l'état limite ultime) du tableau 3.2 de la NBN EN 1993-1-8;
- assemblages boulonnés soumis à des charges de traction suivant cat. D (non précontraints) ou cat. E (précontraints) du tableau 3.2 de la NBN EN 1993-1-8.

Les boulons de cat. D ne peuvent pas être utilisés dans des assemblages soumis à une charge de traction variable.

L'usage de boulons non calibrés est exclusivement permis pour des assemblages moins importants (pour des éléments non porteurs) chargés en cisaillement.

6.4.2 Assemblages par soudure

6.4.2.1 *Assemblages par soudure (en atelier)*

Sauf mention contraire sur les plans d'adjudication ou dans le cahier spécial des charges, les types d'assemblage par soudure suivants sont imposés (voir aussi l'annexe 6.1) :

- liaison âme-semelles inférieure ou supérieure de longerons, entretoise, tôles de platelage aux raidisseurs, poutres principales : *cordon en K à pleine pénétration*;
- sections fermées (poutres-caisson) : *soudures d'angle avec préparation et reprise à l'envers; si l'intérieur du caisson n'est pas accessible après fermeture de la section: soudure d'angle d'un côté*;
- cordons de soudure bout à bout : *cordon en x complet avec meulage postérieur du cordon*;
- assemblages perpendiculaires : *soudures d'angle*.

La gorge utile a d'une soudure d'angle est égale à la hauteur du plus grand triangle (isocèle ou non) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté de ce triangle qui correspond au côté extérieur de la soudure. **La détermination de la résistance d'une soudure d'angle à forte pénétration ne peut pas tenir compte de la forte augmentation de la gorge** (voir §4.5.2 de la NBN EN 1993-1-8).

L'emplacement des soudures bout à bout est choisi judicieusement de sorte que les variations de contraintes et les contraintes totales y soient les plus petites possibles. Le choix ne doit certainement pas être influencé en premier lieu par les dimensions commerciales des éléments en acier.

6.4.2.2 *Soudage sur chantier*

Le nombre de soudures à réaliser sur chantier à l'occasion de la subdivision de la construction, pour permettre le transport jusqu'au chantier, doit se limiter au minimum requis. Les joints de montage, les soudures nécessaires, etc. doivent être soumis à l'approbation préalable du fonctionnaire dirigeant.

6.4.3 Joints de montage

6.4.3.1 *Généralités*

Le nombre de joints de montage est limité au strict minimum. L'emplacement des joints est défini par le même principe que pour les soudures bout à bout, à savoir à un endroit où les variations de contraintes et les contraintes totales sont les plus petites possibles. En principe, les assemblages doivent avoir la même résistance que la section des éléments qu'ils lient (joint d'égale résistance).

La Figure 6.1 donne les principes de bases pour le choix des emplacements des joints de montage.

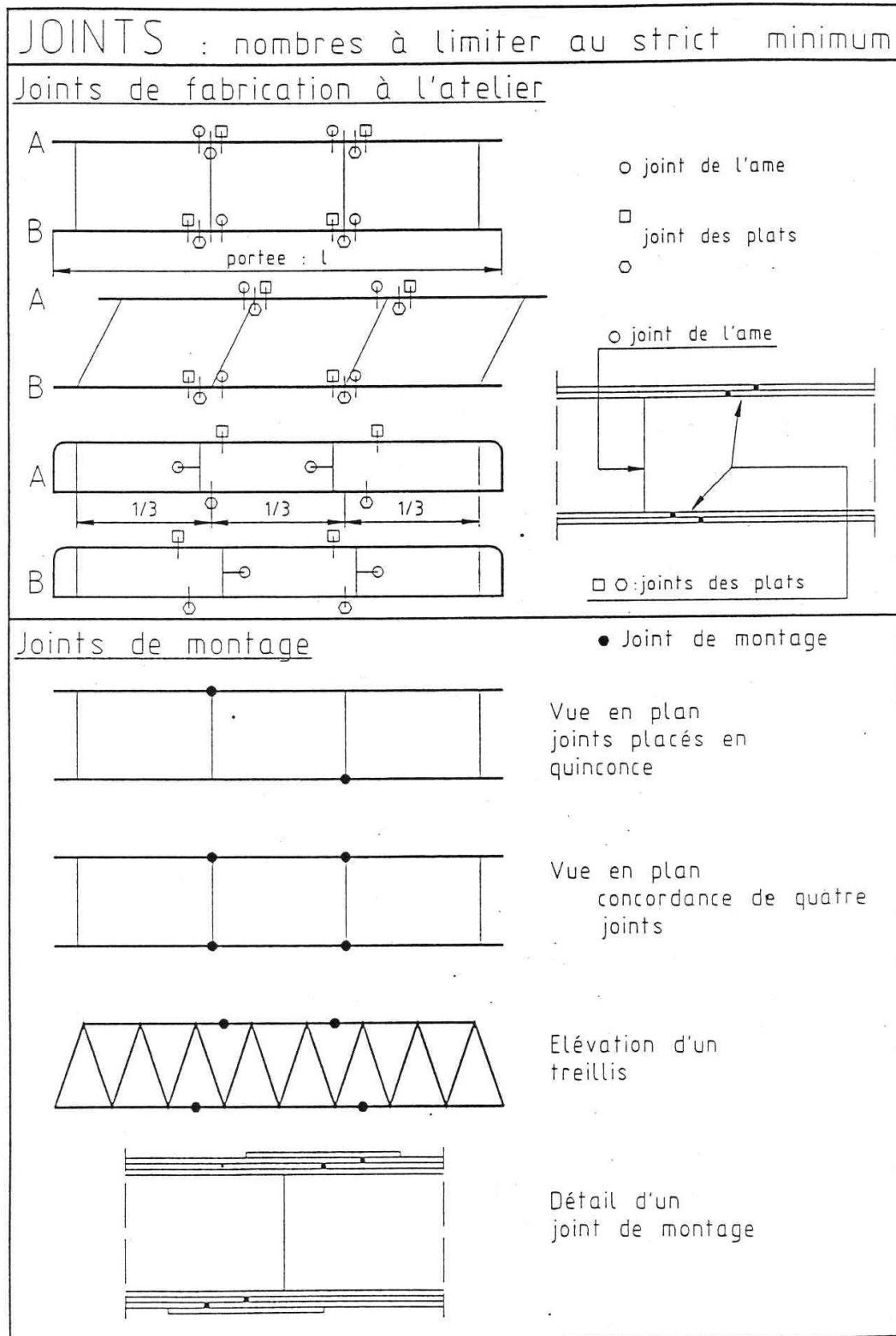


Figure 6.1 - soudures

Si l'étude est réalisée par le maître de l'ouvrage, l'emplacement des joints de montage sera prévu par le constructeur comme indiqué aux plans. Si les plans ne reprennent pas les joints de montage, ou en renseignent en nombre insuffisant, le constructeur prévoira d'éventuels joints de montage supplémentaires dont l'emplacement sera soumis à l'approbation du fonctionnaire dirigeant. Ces joints de montage supplémentaires ne donnent lieu à aucun supplément de prix. Ils font partie de l'adjudication.

Ces joints de montage supplémentaires sont calculés par le constructeur selon la méthode d'égale résistance. La note de calcul est soumise au fonctionnaire dirigeant pour approbation.

6.4.3.2 Oeillets de levage – Pièces d'amorçage des soudures

Lors de l'emploi d'oeillets de levage, soudés aux éléments de la construction en acier, il faut choisir l'emplacement de ces oeillets en appliquant les mêmes principes que ceux susmentionnés.

6.5 Prescriptions particulières relatives à la fatigue dans la construction de ponts

L'attention est attirée sur le fait que le dimensionnement en fatigue peut être décisif, et ne peut donc pas être considéré comme un contrôle ultérieur. Il convient d'en tenir compte lors des différents stades des calculs.

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les dispositions de la norme NBN EN 1993-1-9 sont d'application.

Pour calculer la résistance en fatigue $\Delta\sigma_c$ pour $2 \cdot 10^6$ cycles, il faut utiliser les tableaux 8.1 à 8.10 de la norme NBN EN 1993-1-9.

6.5.1 Fatigue des ponts-routes

Dans le cas des modèles de charge de fatigue 1 et 2, la vérification de l'inégalité $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$ de la norme EN 1993-1-9, § 8 (2) peut être ramenée à :

$$\Delta\sigma_p \leq 0,74 \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$$

où :

$\Delta\sigma_c$: résistance en fatigue conformément à $2 \cdot 10^6$ cycles.

$\Delta\sigma_p$: $|\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|_{LM71}$

Les variations de contrainte équivalentes selon le modèle de charge 71.

Le facteur de dommage équivalent λ est un facteur comprenant la plupart des paramètres qui déterminent le nombre de cycles et la durée de vie du tablier de pont, à savoir :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$$

où :

λ : facteur de correction.

En tout cas, le produit total de toutes les valeurs λ pour les ponts-routes ne peut pas dépasser les valeurs de λ_{\max} indiquées à la figure 9.6 de la norme NBN EN 1993-2.

Le nombre de camions attendus annuellement sur une bande de circulation lente doit être prescrit par le maître de l'ouvrage et est déterminé selon le tableau 4.5 de la norme EN 1991-2.

Valeurs λ pour les ponts-routes :

- Le facteur λ_1 permet de tenir compte de la longueur d'influence pour la variation de contrainte concernée, déterminée comme fonction de la portée L, voir la NBN EN 1993-2, § 9.5.2. λ_1 est déterminé selon la figure 9.5 de la norme NBN EN 1993-2.
- Le deuxième facteur λ_2 indique l'influence de la composition et la fréquence du trafic. Le facteur λ_2 est déterminé selon la norme NBN EN 1993-2, § 9.5.2. Le type de trafic à considérer est prescrit par le maître de l'ouvrage conformément au tableau 4.7 de la norme NBN EN 1991-2.
- La valeur λ_3 prend en considération la durée de vie postulée. Une durée de vie de 100 ans est considérée, de sorte que $\lambda_3 = 1,0$.
- Le facteur λ_4 tient compte de l'influence du nombre de bandes de circulation, c'est-à-dire, de la présence de véhicules lourds sur plusieurs bandes, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.2.

6.5.2 Fatigue des ponts-rails

Le facteur de dommage équivalent λ est un facteur comprenant la plupart des paramètres qui déterminent le nombre de cycles et la durée de vie du tablier de pont, à savoir :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$$

où :

λ : facteur de correction.

En tout cas, le produit total de toutes les valeurs λ pour les ponts-rails ne peut pas dépasser $\lambda_{\max} = 1,4$.

Valeurs λ pour les ponts-rails :

- Le facteur λ_1 permet de tenir compte de la longueur d'influence pour la variation de contrainte concernée, déterminée comme fonction de la portée L, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.3. λ_1 est déterminé selon la norme EC-mix, voir tableau 9.3 de la norme NBN EN 1993-2.
- Le deuxième facteur λ_2 indique l'influence du tonnage annuel remorqué, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.3.

Le tonnage annuel transporté pour la ligne doit être prescrit par le maître de l'ouvrage¹².

- La valeur λ_3 prend en considération la durée de vie postulée. Une durée de vie de 100 ans est postulée, de sorte que $\lambda_3 = 1,0$.
- Afin de tenir compte, pour les tabliers de ponts à double voie, de la probabilité réduite que deux rames identiques viennent exercer simultanément leur effet le plus défavorable sur un détail de construction bien déterminé dans l'ensemble du tablier, un facteur λ_4 est introduit, voir EN 1993-2, § 9.5.3.

¹² A consulter sur l'intraweb (<http://iiapblockww001/iiapi52/Tonnage.asp>) ou à demander à Accès au Réseau. Ces données reprennent le tonnage annuel remorqué pour l'année en cours par la SNCB et B-CARGO sur les différentes lignes, en fonction de la borne kilométrique. Le transport des opérateurs externes – tout d'abord, sur les lignes marchandises – doit également être pris en compte.

7 Constructions mixtes acier-béton

7.1 Domaine d'application

Sauf disposition contraire, les dispositions de la norme NBN EN 1994 sont d'application.

Les prescriptions du présent chapitre sont d'application pour les constructions où tant le béton que l'acier contribuent à la résistance de l'élément structurel. Les deux matériaux agissent ensemble si bien qu'il doit y avoir une forte adhérence entre les deux.

L'acier utilisé est un acier de construction d'une des qualités mentionnées au chapitre 6. Il s'agit soit de poutrelles en acier laminé, soit de poutrelles composées de plats soudés ou boulonnés entre eux. Les prescriptions des chapitres 5 et 6 sont d'application pour ces constructions.

7.2 Classification des sections

La Figure 7.1 indique les deux classes principales de sections mixtes acier-béton.

Classe 1 : Dans les deux premiers cas, il n'y a qu'une seule membrure qui est totalement ou partiellement enrobée de béton.

Classe 2 : Dans les trois autres cas, deux membrures sont entièrement ou partiellement enrobées de béton.

Le comportement des deux classes diffère très profondément. La classification des sections mixtes acier-béton est déterminée selon la NBN EN 1994-2 § 5.5.

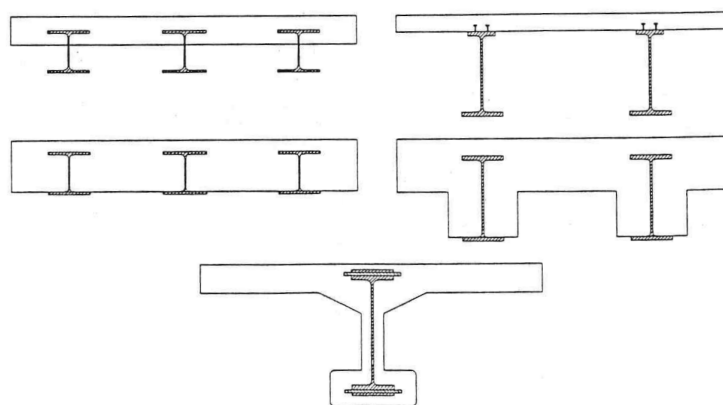


Figure 7.1 : Classes de sections mixtes acier-béton

7.3 Concepts types pour la construction de ponts

7.3.1 Fabrication des différents types de ponts ou de poutres

7.3.1.1 *Tablier à poutres enrobées*

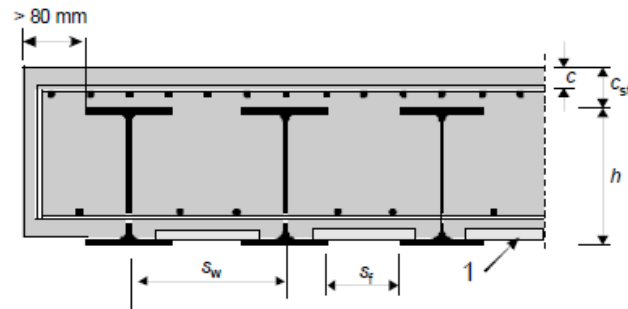


Figure 7.2 - Section type d'un tablier à poutres enrobées

Dans le cas de profilés enrobés de béton, on se trouve dans les conditions requises pour pouvoir compter sur une contribution suffisante de l'adhérence naturelle entre le profilé en acier et le béton. Les profilés ne sont, en général, pas pourvus de connecteurs. Ceci n'est cependant permis qu'à condition qu'un certain nombre de règles technologiques (voir §6.3 de la NBN EN 1994-2) soient respectées, et que la fissuration soit limitée. Les armatures transversales et les tiges filetées garantissent une bonne connexion transversale à hauteur de l'âme.

Les profilés en acier sont pourvus d'orifices forés, d'une part, pour permettre le passage des armatures transversales du tablier de pont et, d'autre part, pour y fixer les tiges filetées qui, par le biais de boulons, forment un treillis empêchant tout déplacement ou basculement des poutres lors du coulage du béton. La hauteur à laquelle ces orifices sont forés, ne peut pas être trop basse, de manière à éviter une tension trop élevée autour des orifices. En guise de critère, les tensions à l'état limite de service sont limitées à $f_{yk}/3$. L'état limite est divisé par un facteur 3 qui tient compte de la concentration de contrainte autour de l'orifice.

Les tiges filetées sont placées en alternance. La distance entre les tiges filetées équivaut à environ à 1/4 de la travée, avec un minimum de 3 m.

L'armature transversale minimale est de 3 barres d'armature par mètre de diamètre ϕ 16mm, sur toute la surface de ce tablier de pont.

Une armature transversale est également nécessaire en partie supérieure. L'armature transversale minimale dans la partie supérieure doit atteindre au moins la moitié du pourcentage d'armature transversale présente dans la partie inférieure, avec un minimum de 5 barres ϕ 10mm par mètre.

7.3.1.2 *Tabliers de ponts avec poutres préfléchies et précontraintes*

Les prescriptions ci-après concernent les poutres en acier enrobées de béton dont au moins la semelle inférieure des poutres en acier est enrobée de béton en usine (première phase du béton).

Pendant ce bétonnage, la partie inférieure de la poutre métallique est soumise à de la traction. Cette traction provient soit d'un chargement en flexion simple (poutre préfléchiée) soit à de la flexion composée (poutre précontrainte). Après durcissement du béton d'enrobage (de classe minimale C35/45), la flexion est relâchée, et la précontrainte est transmise au béton.

Les forces de préflexion s'exercent sur une poutre qui repose simplement sur ses points d'appui théoriques. Ces forces sont dirigées vers le bas et s'appliquent à une distance de l'appui le plus proche, égale au quart de la portée. Les parties restantes de la poutre en acier sont ensuite enrobées de béton, soit en usine, soit sur place.

S'il est prévu qu'une seconde partie du béton d'enrobage soit précontraint, le coulage de ce béton se fait en soutenant complètement la poutre, de telle sorte que le poids du béton précontraint de la deuxième phase ne constitue pas une charge pour la poutre. Après durcissement de ce béton, la poutre ainsi composée est soumise à la précontrainte au moyen d'une post-contrainte supplémentaire réalisée à l'aide de câbles.

A. Qualité de l'acier

L'acier des poutres métalliques est au moins de type S 355 J2, puisqu'une grande ductilité est requise.

B. Acier de précontrainte

Tous les câbles de précontrainte doivent être tendus des deux côtés. Les câbles suivent le tracé établi aussi rigoureusement que possible.

En cas de risque de gel (du 1er novembre au 15 mars), les mesures préventives suivantes devront être prises :

a) sans mortier d'injection :

- Evacuer toutes les eaux de la gaine au moyen d'air sous pression. Les gaines sont ensuite remplies d'un liquide non corrosif avec un antigel. Le liquide ne peut geler à une température supérieure à - 20°C ;
- Eviter la pénétration de l'eau dans les gaines ;
- Ensuite, avant de procéder à l'injection, le liquide non corrosif est également évacué au moyen d'air sous pression.

b) avec mortier d'injection :

- Soit la construction en béton est maintenue à une température d'au moins 5° C durant toute la période d'injection jusqu'à la fin de la prise du mortier ;
- Soit par adjonction d'un antigel approprié au mortier d'injection.

Toutes les mesures sont soumises, à temps, à l'approbation du fonctionnaire dirigeant. L'adjudicataire reste toutefois responsable des conséquences de la gelée. Il faut faire particulièrement attention au danger de soudaines variations de température.

L'adjudicataire prend les mesures nécessaires pour protéger l'acier de précontrainte et les pièces métalliques accessoires contre l'humidité pour prévenir de la formation de rouille. Les câbles sont entreposés dans des espaces couverts.

La présence de produits corrosifs dans l'espace d'entreposage constitue un danger et exige donc une attention particulière.

Enfin, le danger de corrosion galvanique (formation de couples galvaniques entre deux métaux) doit être pris en compte lors de l'entreposage.

Ces mesures sont aussi d'application une fois les câbles placés.

C. Fabrication des poutres en acier

Le constructeur détermine la contre-flèche de construction nécessaire pour obtenir la contre-flèche finale mentionnée sur les plans.

L'exécution de la construction métallique des poutres préfléchies (précontraintes) comprend la composition des poutres en acier et toutes les opérations nécessaires à cet effet (la livraison et la mise en œuvre de goujons et des connecteurs rigides, la réalisation de tous les trous forés et de toutes les ouvertures, le façonnage des extrémités, ...).

Avant d'entamer la réalisation des poutres proprement dites, l'adjudicataire soumet un programme à approuver par le fonctionnaire dirigeant, dans lequel les délais, la méthode et l'équipement qu'il souhaite utiliser lors de la fabrication, sont détaillés.

D. Phases d'exécution

La fabrication des tabliers de pont avec des poutres en acier préfléchies et précontraintes comporte les phases d'exécution suivantes:

- *Elastification de la poutre en acier*

La procédure d'élastification consiste à éliminer les tensions résiduelles dans la poutre et à contrôler le comportement élastique en service de la poutre.

Durant le processus d'élastification, les poutres sont chargées de telle manière que, sur toute la portée, les contraintes dans l'acier soient au moins égales à celles à l'état limite de service.

L'élastification se fait par application d'efforts identiques à ceux de précontrainte (finale). L'élastification est poursuivie jusqu'à ce que la différence de flèche entre deux charges successives soit inférieure à 3%.

Lors de l'application des forces de flexion, il y a lieu :

- d'éviter le basculement de la poutre en empêchant le déplacement latéral des poutres et en les plaçant entre minimum 3 fourches;
- de contrôler le voilement des âmes sous l'influence des forces transversales; prévoir si nécessaire des raidisseurs transversaux;
- de garantir que les forces de flexion concentrées n'entraînent pas de déformations plastiques dans l'âme.

- *Préflexion de la poutre en acier avec deux forces de préflexion*

- *Bétonnage de la semelle inférieure de la poutre en acier (béton de première phase). Dans ce béton se trouve l'armature de précontrainte qui sera ancrée par adhérence.*

- *Enlèvement des forces de préflexion et découpe de l'armature de précontrainte*

La poutre en acier est maintenue sous cette charge (la préflexion et l'éventuelle précontrainte induite par les torons qui sollicitent directement la poutre en acier) jusqu'à ce que le béton d'enrobage ait atteint une résistance f_c imposée.

Les forces de préflexion sont enlevées, ceci engendre alors une compression du béton. En même temps, les torons de précontrainte sont coupés et deviennent actifs sur le béton d'enrobage de la semelle inférieure. Le constructeur contrôle la contre-flèche directement après l'enlèvement des forces de préflexion et la mise en précontrainte.

– *Bétonnage de la phase précontrainte par post-tension:*

Si le projet le prévoit, la poutre est ensuite enrobée de béton en usine ou sur place, en y ajoutant les gaines d'armature de précontrainte par post-tension, les armatures passives, les armatures spéciales comme les frettages, les manchons et les têtes d'ancrage.

Dans cette phase, la poutre est soutenue intégralement sur sa longueur de telle sorte que le béton coulé durant cette phase n'exerce aucune charge sur la poutre.

– *Mise en tension des câbles de précontrainte par post-tension:*

S'il existe une phase supplémentaire de béton précontraint par post-tension, les câbles sont amenés dans les gaines prévues à cet effet, et après durcissement complet du béton mis en œuvre (jusqu'à une résistance f_c indiquée sur les plans), les câbles de précontrainte sont mis sous tension et ancrés par injection. Ceci, soit en usine soit sur place.

Durant cette précontrainte, la poutre se soulève de son coffrage et ne repose que sur ses points d'appui.

– *Bétonnage de la dernière phase*

Après le transport vers le chantier et la pose in situ, la partie supérieure des poutres est enrobée d'une dalle de compression en béton, à la suite de quoi les poutres sont solidarisiées pour constituer un tablier de pont.

Le béton de 2^{ème} phase, situé juste au-dessus du béton de 1^{ère} phase, se trouve généralement dans la zone tendue. Il y a lieu de placer des armatures passives complémentaires pour reprendre ces contraintes de traction dans le béton.

Dans les conditions d'utilisation, il y a pas seulement la fissuration, la décompression du béton de 1^{ère} phase et les contraintes l'acier qui sont importantes. Les poutres préfléchies ont également pour but de garantir une grande rigidité à la flexion. La Table 7.1 clarifie la flexion pendant les différentes phases d'exécution.

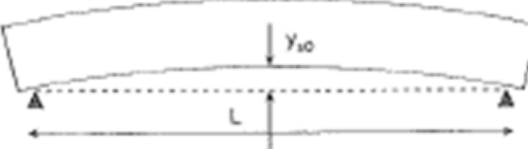

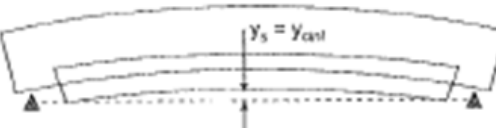
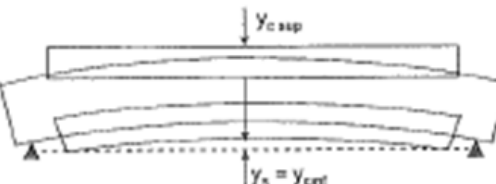
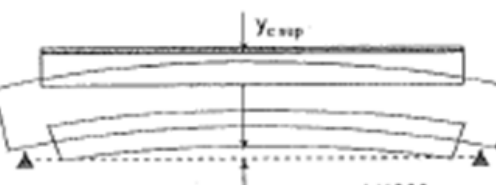
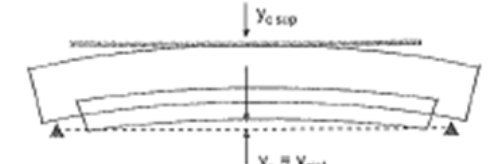
| Étape | Forme | Remarque |
|---|--|--|
| Forme initiale de la poutre en acier avec contre-flèche initiale (obtenue par laminage ou déformation) |  | Courbure obtenue par le producteur de la poutre en acier (poids propre pris en compte) |
| Forme après application des efforts de préflexion et pendant le coulage du béton de première phase |  | De préférence pas de flèche lors coffrage de première phase $y_{b1} = 0$ (sauf indication contraire) |
| Forme lors de l'enlèvement des efforts de préflexion |  | Même déformation pour la poutre en acier et la dalle en béton |
| Forme de la poutre lors de la mise en œuvre du béton de deuxième phase (chargement dû au coffrage et au poids du béton) |  | Coffrage de la dalle avec une courbure identique à la poutre |
| Forme après décoffrage et prise du béton. Béton in-situ sous charges permanentes |  | Contre-flèche permanente prévue de $L/1000$ |
| Forme de la poutre in-situ sous charges mobiles |  | Différence avec la contre-flèche précédente à limiter à une valeur acceptable |

Table 7.1- Phases d'exécution

L'exemple type de tabliers de ponts-rails avec des poutres en acier préfléchies et précontraintes est celui des « **ponts en auge** » ou « **ponts bacs** » (voir Figure 7.3). L'ensemble forme un tablier de pont entièrement préfabriqué, qui tient en compte du gabarit d'espace libre du train (largeur de la dalle du tablier de pont : environ 4m).

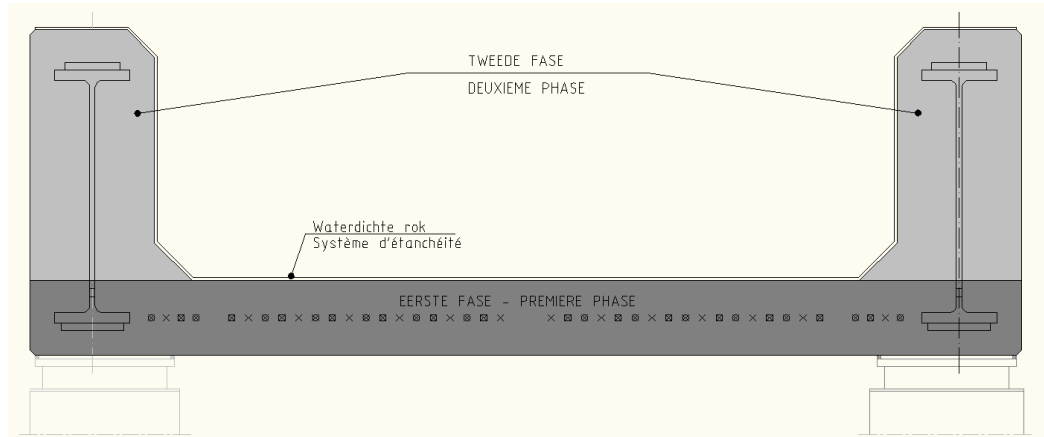


Figure 7.3 – « Ponts en auge » préflex ou pont-bac préflex

Lors de la conception, il faut veiller à ce que le béton de la dalle du tablier (béton de 1^{ère} phase) reste toujours comprimé en service, de telle sorte qu'il contribue à la résistance de la section et qu'il permette une durabilité maximale.

7.4 Elaboration du projet

7.4.1 État limite ultime

Les prescriptions des chapitres 5 et 6 s'appliquent aux constructions mixtes acier-béton.

7.4.2 État limite de service

7.4.2.1 Généralités

Pour les états limites de service, il convient d'utiliser une méthode de calcul élastique, avec des corrections adéquates pour les effets non linéaires (comme la fissuration dans le béton) et moyennant l'utilisation de sections homogénéisées. Le coefficient d'équivalence à appliquer inclut les effets du retrait et du fluage.

A défaut de disposition précise, on fait l'hypothèse d'un coefficient d'équivalence fictif $n_L = n_0 (1 + \rho\varphi)$.

Où :

$n_0 = E_a/E_{cm}$ le rapport des modules pour des charges de courte durée ;

φ le coefficient de fluage du béton;

ρ un coefficient de réduction qui dépend du rapport entre la section de l'acier de la semelle considérée (acier profilé, acier à béton et acier précontraint) et la section nette du béton de la même semelle (béton enrobé de la zone précontrainte, plaque de béton ou équivalent).

Dans des conditions d'utilisation, le produit $\rho\varphi$ peut être déduit de manière forfaitaire pour $t = \infty$ et à ciel ouvert, à partir du tableau ci-après :

| | | | |
|---------------|------|------|-------------|
| A_s/A_c | 0,03 | 0,05 | $\geq 0,10$ |
| $\rho\varphi$ | 1,25 | 1,00 | 0,65 |

Avec une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de A_s/A_c .

7.4.2.2 Préflexion

Dans le cas de la préflexion, les tensions dans la poutre en acier doivent être limitées à $0,75 f_{yk}$.

Lors du déblocage des poutres en acier (et de leur éventuelle précontrainte), les contraintes de compression dans le béton ne peuvent pas être supérieures à $0,8 f_{ck}$, la résistance à la compression du béton en vigueur à ce moment-là, et ce afin de limiter les fissures.

7.5 Liaison entre l'acier et le béton.

Une condition essentielle pour que l'acier et le béton travaillent ensemble est d'assurer une parfaite liaison entre ces deux matériaux.

Une connexion et une armature transversale doivent être appliquées afin de transmettre le cisaillement longitudinal entre le béton et l'élément en acier de construction, en négligeant l'adhérence naturelle entre les deux (NBN EN 1994-2 §6.6 Fondements du projet).

Dans tous les cas, le contrôle de la résistance de la liaison doit être réalisé à l'état limite ultime.

7.5.1 Connecteurs

On distingue les connecteurs ductiles à ceux rigides. La ductilité d'un connecteur est sa capacité de déformation et donc de redistribution plastique du cisaillement longitudinal entre les connecteurs. Sous réserve que pour aucun d'eux, le glissement maximal ne soit dépassé, à la suite de quoi la force qui peut être transmise, est inférieure à la résistance du connecteur.

Le calcul des connecteurs se fait conformément à la norme NBN EN 1994-2 §6.6, et le calcul de fatigue conformément à la norme NBN EN 1994-2 §6.8.

- **Goujons à tête** selon la NBN EN 1994-1-1 §6.6.3.

Les goujons à tête avec un diamètre de tige d de maximum 22 mm et une hauteur $\geq 4d$ sont presque toujours des connecteurs ductiles, pour autant qu'un degré de liaison minimum soit respecté.

- **Connecteurs rigides** selon la NBN EN 1994-1-1: 1992 §6.3.4.

Ces connecteurs sont de nature très rigide. Leur fonctionnement s'effectue par écrasement du béton contre la face arrière du connecteur. Les connecteurs rigides doivent être considérés comme cassants.

La contrainte de cisaillement limite d'un goujon rigide s'élève à $P_{Rd} = \eta A_{fl} f_{ck} / \gamma_c$

Où A_{fl} la surface avant, comme indiqué à la Figure 7.4;

η facteur égal à $\sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$ avec un maximum de 2,5 pour le béton à base de gravier, et de 2,0 pour le béton léger;

A_{f2} surface projetée avec une pente 1:5 sur la partie arrière du goujon suivant (voir Figure 7.4). Seule la partie de A_{f2} qui est comprise dans la section de béton, peut être prise en compte.

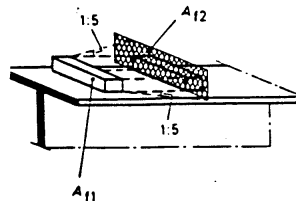


Figure 7.4 - Connecteur

Les soudures doivent être calculées pour résister à $1,2 P_{Rd}$.

7.5.2 Liaison entièrement et partiellement résistante au cisaillement

Une liaison est entièrement résistante au cisaillement si une augmentation du nombre d'organe de liaison n'entraîne pas d'augmentation de la valeur de calcul du moment résistant de l'élément (le moment résistant de l'élément acier-béton est atteint avant que la résistance de la liaison soit atteinte). Dans les autres cas, on parle d'une liaison partiellement résistante au cisaillement.

Le degré de liaison est défini par $\eta = N/N_f$, où N_f correspond au nombre de connecteurs nécessaire pour atteindre le moment résistant de l'élément mixte M_{Rd} , et N est le nombre de connecteurs qui ont été effectivement placés.

Les limites d'utilisation de liaison partiellement résistante au cisaillement sont reprises à la Figure 7.5 (assurer la ductilité des goujons + assurer un degré min. de liaison).

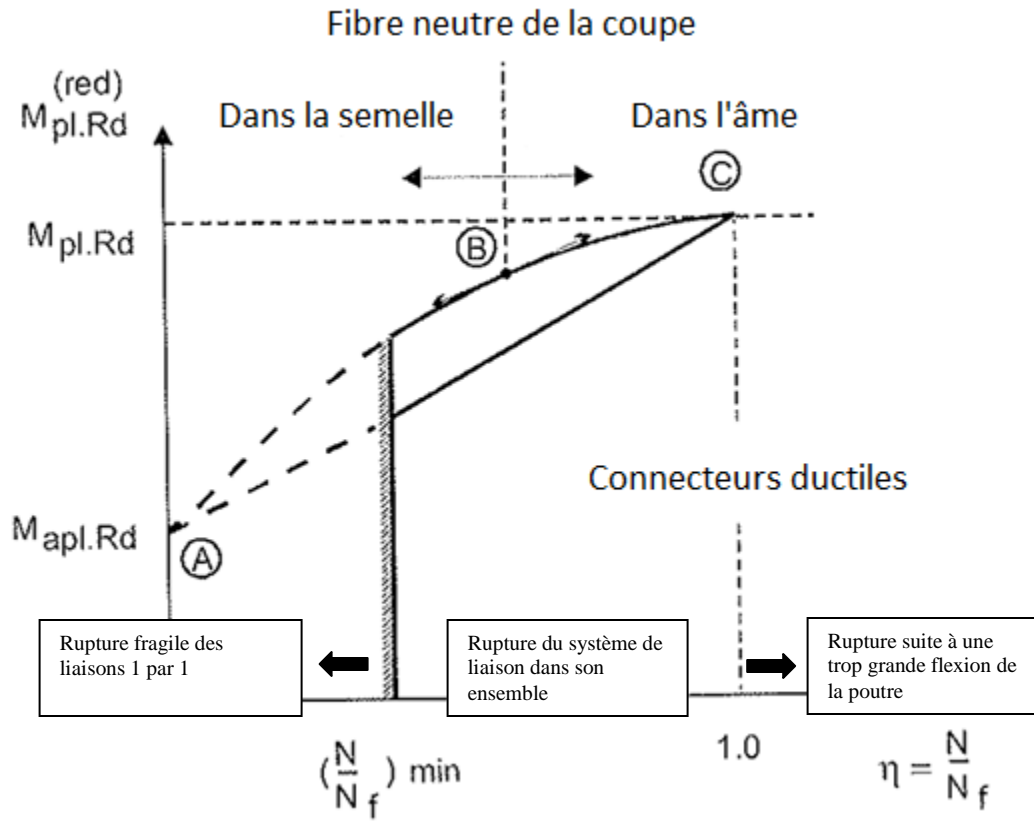


Figure 7.5 - Liaison partiellement résistante au cisaillement

8 Construction en bois

Les dispositions de la norme NBN EN 1995 sont d'application.

9 Etat limite de service

9.1 Etat limite de service pour les ouvrages d'art

9.1.1 Définitions

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1990 "Bases de calcul des structures" et de son annexe A/2 "Applications aux ponts" sont d'application.

Les actions à prendre en considération sont stipulées au chapitre 3.

Les déformations de pont engendrées par les actions doivent être limitées pour les raisons suivantes :

- la sécurité;
- le confort des voyageurs.

9.1.1.1 Déformées verticales

Dans le cas général où un pont comprend des poutres maîtresses, des entretoises et des longerons, il convient de distinguer plusieurs déformées verticales (voir Figure 9.1). On distingue :

- y_t : le profil en long théorique du revêtement routier ou des rails (correspond au tracé idéal);
- y_p : la déformée sous charges permanentes (la Figure 9.1 représente un cas où une contre-déformée a été appliquée). Les effets différés éventuels dus au retrait et au fluage du béton sont à considérer à l'âge de la mise en service et à terme. Pour les ponts-rails, y_p correspond à la position des rails sous l'action des charges permanentes;
- y_s : la déformée des longerons sous charges variables. Pour les ponts-rails, y_p correspond à la position des rails sous l'action des charges mobiles et des gradients extrêmes de température;
- y_1 : la déformée des poutres maîtresses sous charges variables;
- y_2 : la déformée des entretoises sous charges variables.

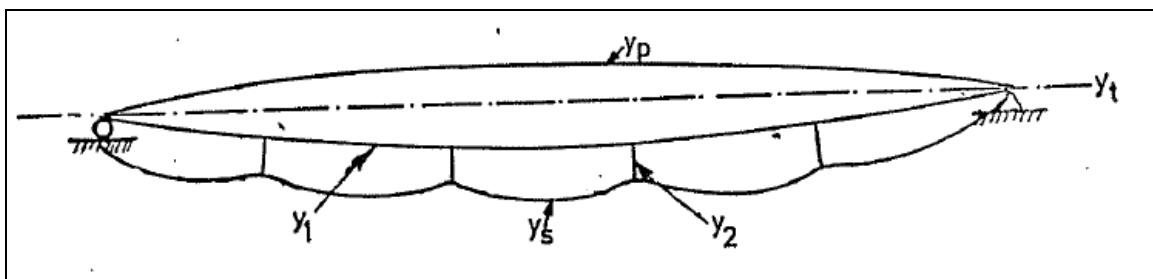


Figure 9.1 - Déformées, lorsque le tablier comprend des poutres maîtresses, des entretoises et des longerons

- F : La flèche maximale est la distance verticale maximale entre les déformées y_s et toute droite qui joint deux points quelconques de ces déformées;
- F/L : La flèche maximale relative est le rapport entre la flèche maximale et la distance horizontale entre les points respectifs (voir Figure 9.2).

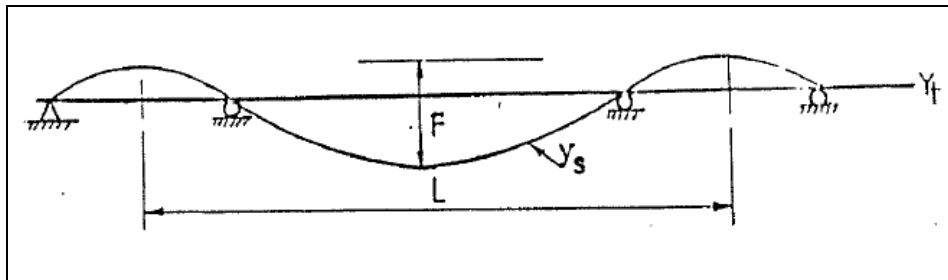


Figure 9.2 - La flèche maximale relative F/L

9.1.1.2 Contre-déformées

Les tabliers de pont dont le bord inférieur est théoriquement droit sont posés de façon à ce que leurs flèches en conditions de service ne donnent aucune impression de “fléchissement”. C'est pourquoi l'ensemble de la superstructure est posé avec une contre-flèche. La valeur imposée de cette contre-flèche doit exister après la finition complète du pont et la mise en œuvre de toutes les charges permanentes.

En principe, la superstructure des ponts-rails doit présenter une contre-flèche de $L/1000$, sauf pour les très grandes portées. Pour les très grandes portées (à partir de 100 m), la contre-flèche est limitée à $L/2000$. Pour ces très grandes portées, la valeur absolue de la contre-flèche ne peut pas être trop grande.

9.1.1.3 Gauche

Si l'on considère quatre roues des deux essieux d'un bogie de train, le gauche t est la distance d'une roue par rapport au plan déterminé par les points de contact sur les rails des trois autres roues (voir Figure 9.3).

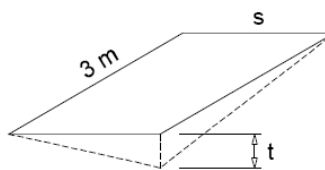


Figure 9.3 - Le gauche t

Le gauche est également la différence des deux dévers mesurés à une distance de 3 m et pour un écartement entre rails de $s = 1,435$ m.

9.1.1.4 Rotation angulaire

Les rotations angulaires sont les angles formés aux extrémités des tabliers entre d'une part les tangentes aux déformées y_s et d'autre part le profil en long théorique y_t .

9.1.2 Déformations des ponts-routes

En combinaison de charges fréquente, la flèche maximale relative F/L est limitée à $1/700$.

9.1.3 Déformations des passerelles

Pour les passerelles, il faut prendre en compte le fait que le pas régulier des utilisateurs puisse rentrer en résonance avec la fréquence propre du pont. A cet effet, il convient de déterminer la fréquence vibratoire fondamentale f_0 de la passerelle et d'utiliser les critères suivants :

- si f_0 est supérieur à 5 Hz, on considère qu'aucun problème vibratoire n'est à craindre;
- si f_0 est inférieur à 5 Hz, des vibrations dérangeantes sont à craindre, si au moins deux des conditions suivantes sont remplies :
 - la fréquence est comprise entre 1,7 et 2,2 Hz (peu probable pour les portées inférieures à 35 m);
 - la rigidité verticale au milieu de la passerelle est inférieure à 8 kN/m;
 - l'amortissement caractérisé par le décrétement logarithmique de la vibration naturelle est inférieur à 0,03.

La valeur du décrétement logarithmique est la diminution avec le temps du plus grand déplacement provoqué par un piéton qui traverse la passerelle à une cadence de f_0 .

9.1.4 Déformations des ponts-rails

Dans ce paragraphe, les exigences de déformation sont déterminées pour la conception des ponts-rails lorsque la vitesse V est \leq à 220 km/h et lorsque la fréquence propre est comprise dans les limites indiquées à la figure 6.10 de la norme NBN EN 1991-2.

9.1.4.1 *Limitation de la flèche verticale*

La flèche verticale est déterminée sous la valeur caractéristique du modèle de charge 71, multipliée par le facteur dynamique ϕ et le facteur de classification $\alpha = 1$. Le tableau 9.1 reprend les limites inférieures du rapport L/F . L'interpolation linéaire s'applique pour les travées entre 25 m et 30 m.

| Domaine de vitesse V (km/h) | Portée / Flèche L/F | | | |
|-------------------------------|-------------------------------------|-----------------|---------------------------------------|-----------------|
| | Un ou deux tabliers successifs (**) | | Trois à cinq tabliers successifs (**) | |
| | $L \leq 25$ m | 30 m $\leq L$ | $L \leq 25$ m | 30 m $\leq L$ |
| $V \leq 120$ | 600 | 600 | 600 | 900 |
| $120 < V \leq 200$ | 600 | 800 | 1000 | 2200 |
| $V > 200$ | 800 | 1000 | 1200 | 2200 |

Tableau 9.1 – Tableau donnant les limites inférieures du rapport L/F

La contre-flèche permet de réduire la flèche maximale F . Elle doit néanmoins être compatible avec les contre-rotations angulaires admises.

Si les rails sont fixés directement à la superstructure, sans lit de ballast, la contre-flèche minimale autorisée, en permanence sous l'effet des charges fixes et des températures, s'élève à 40% des valeurs admissibles selon le tableau 9.1.

En règle générale, la superstructure des ponts-rails doit être posée avec une contre-flèche de $L/1000$. La contre-flèche est calculée à l'état limite de service sous charges permanentes (propre poids, charge fixe, ballast et voie).

Le déplacement vertical de la face supérieure du tablier par rapport à la construction adjacente (culée ou autre tablier) à la suite de charges variables ne peut pas excéder les valeurs limites suivant le § 6.5.4.5.2 de la norme NBN EN 1991-2.

9.1.4.2 Limitation des rotations angulaires

La rotation angulaire à l'extrémité du tablier de pont est déterminée sous la valeur caractéristique du modèle de charge 71, multipliée par le facteur dynamique ϕ et le facteur de classification $\alpha = 1$ et en prend en compte un gradient de température.

a) Rotation angulaire admissible

Les rotations angulaires maximales aux extrémités du tablier, mesurées à l'axe de la voie, ne peuvent pas dépasser les valeurs suivantes :

- Pour les tabliers à voie unique ballastée :
 $\theta = 0,0065$ rad pour la transition entre le tablier et la pleine voie;
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,01$ rad pour deux tabliers successifs.
- Pour les tabliers à voie unique non ballastée :
 $\theta = 0,0050$ rad pour la transition entre le tablier et la pleine voie;
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,0050$ rad pour deux tabliers successifs.
- Pour les tabliers à double voie ballastée :
 $\theta = 0,0035$ rad pour la transition entre le tablier et la pleine voie;
 $\theta_1 + \theta_2 = 0,0050$ rad pour deux tabliers successifs.

b) Contre-rotation angulaire initiale

Les contre-rotations angulaires doivent être compatibles avec les contre-flèches admissibles.

Si les rails sont fixés directement à la superstructure, sans lit de ballast, la contre-rotation angulaire minimale θ_p , en permanence sous l'effet des charges fixes et des températures, s'élève à 40% de la rotation angulaire admissible θ (voir Figure 9.4).

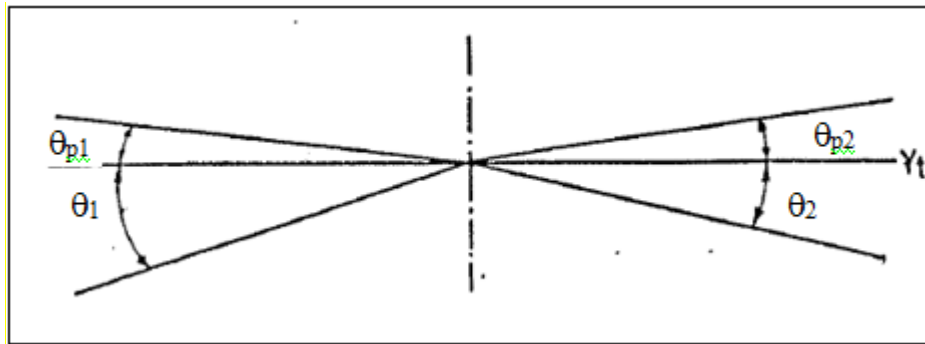


Figure 9.4 - Rotations angulaires et contre-rotations

9.1.4.3 Limitation du gauche dû à la déformation du pont

Le gauche du tablier de pont est déterminé sous la valeur caractéristique du modèle de charge 71, multipliée par le facteur dynamique ϕ et le facteur de classification $\alpha = 1$.

Pour des voies *en alignement*, le gauche admis pour une distance entre essieux de 3 m ne peut pas dépasser les valeurs figurant au tableau A2.7 de la norme NBN EN 1990 A/2.

Si des appareils de voie (aiguillages) ou des raccords paraboliques se situent à proximité des tabliers, une valeur maximale admissible pour le gauche doit être fixée dans chaque cas.

Pour deux tabliers biais successifs, il convient de rechercher la position la plus défavorable du bogie situé éventuellement “à cheval” sur les deux tabliers.

9.1.4.4 Limitation de la déformation horizontale

Le déplacement horizontal doit être contrôlé pour la combinaison comprenant le modèle de charge 71, multiplié par le facteur dynamique ϕ et le facteur de classification $\alpha = 1$ avec les actions du vent, l'effort de lacet, les forces centrifuges et l'effet de la température.

La déformation horizontale du tablier ne peut pas induire :

- de variation angulaire horizontale supérieure aux valeurs indiquées dans le tableau A2.8 de la norme NBN EN 1990 A/2;
- de rayon de courbure horizontale inférieur aux valeurs indiquées dans le tableau A2.8 de la norme NBN EN 1990 A/2.

Les valeurs limites du déplacement dans le sens longitudinal de la construction induit par le freinage et l'accélération et par la déformation du tablier sous des charges de trafic verticales sont reprises au § 6.5.4.5.2 de la norme NBN EN 1991-2.

9.1.5 Cas particulier des ponts mobiles

Les problèmes spécifiques des ponts mobiles sont à examiner au cas par cas en fonction des exigences particulières qui peuvent être imposées.

9.2 Etat limite de service pour les bâtiments

Dans l'état limite de service, les flèches ne peuvent dépasser $1/300$ de la portée ou $1/200$ si l'élément est en porte-à-faux. Les flèches de poutres qui supportent des éléments ou revêtements susceptibles d'être détériorés à cause des déformations ne peuvent être supérieures à $1/500$ de la portée.

10 Appareils d'appui de ponts

10.1 Domaine d'application et types d'appuis

Les appuis sont conformes à la norme NBN EN 1337

Sauf dispositions contraires dans le cahier spécial des charges, tous les appareils d'appui de pont sont des appuis en élastomère, constitués de couches d'élastomère vulcanisé à des frettes métalliques de type B ou C suivant le tableau 2 de la norme NBN EN 1377-3 ou des appareils d'appui à pot.

Si le cahier des charges l'autorise, les appuis peuvent être munis de plaques de glissement en polytétrafluoréthylène (PTFE). Ces plaques permettent un déplacement dans une ou deux directions sans pour autant engendrer des forces de résistance significatives sur la superstructure dues à un déplacement empêché. Le système de glissement doit être soigneusement protégé contre toute pénétration de sable, de poussière et de rouille.

Lorsque le cahier des charges l'autorise et si le projet l'impose, d'autres types d'appuis sont autorisés, à la condition qu'ils soient constitués d'acier de construction normal défini au chapitre 6. L'emploi d'acier noble est interdit.

10.2 Dispositions constructives relatives aux appuis

Les appuis sont toujours posés horizontalement.

Tous les appuis doivent être accessibles de tous côtés.

Le bord des appuis se trouve toujours à 0,10 m au moins du bord du béton porteur.

Lors du dimensionnement de l'ouvrage d'art, il faut veiller à ce que les appuis puissent être remplacés. Les mesures suivantes sont prises pour faciliter le vérinage de la superstructure :

- la superstructure et l'infrastructure sont conçues de telle sorte que l'ouvrage d'art puisse être vériné sans travaux de fixation, en faisant temporairement usage soit d'une poutre de répartition, soit de plats de répartition;
- les appuis sont posés sur un socle pour être facilement accessibles;
- l'infrastructure et la superstructure sont vérifiées dans la note de calcul avant la phase de "vérinage".

10.3 Méthodes de calcul (appuis en élastomère)

Les prescriptions relatives aux méthodes de calcul sont issues d'un supplément à la norme NBN EN 1337-3 et remplacent les prescriptions correspondantes.

Pour les notations et les symboles, voir NBN EN 1337-3, § 3.2.

10.3.1 Notations et symboles complémentaires utilisés dans cet article

Forces et contraintes à l'état limite de service :

F_z Effort normal appliqué à l'appareil d'appui

σ_m Contrainte moyenne de compression $\sigma_m = \frac{F_z}{ab}$

τ Contrainte de cisaillement. $\tau = G \frac{u}{T}$

Déformations :

u Déplacement horizontal

α Rotation sous charges fixes et mobiles

α_0 Défaut de pose

α_T Angle de rotation de l'appareil d'appui, où $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_t Angle de rotation d'un feuillet élémentaire, où $\alpha_t = \alpha_T/n$

10.3.2 Sollicitations de calcul

Les calculs sont faits à l'état limite ultime. Un contrôle est réalisé à l'état limite de service sous combinaison de charges caractéristique.

Les actions à prendre en considération sont déterminées au chapitre 3. Dans le cas de ponts-rails, les surcharges variables sont prises en compte avec leur coefficient de majoration dynamique ϕ_2 et leur facteur de classification α .

La valeur de conception du module de glissement G de l'élastomère sous un effort statique s'élève à $0,8 \text{ N/mm}^2$ (valeur minimale). La qualité minimale frettes et des plaques supérieures et inférieures de l'appui est S235 JR.

10.3.3 Méthode de calcul des appuis en élastomère fretté

Les prescriptions de la norme EN 1337-3, § 5, sont appliquées pour le *projet à l'état limite ultime*. Ces prescriptions sont conformes au § 5.3.3 :

- a) Limitation de la valeur de calcul des déformations
Le coefficient de charge K_L est égal à 1,0.
- b) Limitation des tensions maximales dans les frettes
Le coefficient pour les contraintes de traction introduites dans la frette K_h vaut 1.
- c) Conditions de stabilité, subdivisées en :
 - condition de rotation angulaire.
Le coefficient de rotation $K_{r,d}$ est égal à 3;
 - condition de non-flambement;
 - condition de non-glissement, pour la plupart des combinaisons de charge défavorables.
Si une des conditions n'est pas remplie, le déplacement de l'appui doit être empêché.
A l'état limite de service, la contrainte $\sigma_{m,min} \geq 2 \text{ N/mm}^2$ pour le cas de charge le plus défavorable.
- d) Forces, moments et déformations exercées sur l'infrastructure

Pour le calcul du déplacement sous un effort de courte durée H , on considère que le module de cisaillement (dynamique) de l'élastomère vaut deux fois la valeur du module de

cisaillement G correspondant à un effort statique : $\frac{u}{T} = \frac{H}{(2G)ab}$

Dans le calcul de la rotation angulaire de l'appui, on tient compte d'un défaut de pose α_0 .

Dans les cas courants, les valeurs suivantes de α_0 doivent être adoptées :

- $\alpha_0 = 0,003 \text{ rad}$: pour les ponts métalliques et les ponts en béton coulés sur place;
pour les ponts en béton à poutres préfabriquées qui sont placés et réglés à l'aide d'appuis temporaires tels que des boîtes à sable, un système à vérins, ... et sous lesquels a été coulé du mortier résistant au retrait;
- $\alpha_0 = 0,010 \text{ rad}$: pour les ponts en béton à poutres préfabriquées.

Le *contrôle à l'état limite de service* comprend une limitation de la contrainte moyenne une vérification de stabilité :

- limitation de la contrainte moyenne :

| Dimensions de l'appui a x b, D (mm) | $\sigma_{m,max}$ (N/mm ²) |
|--|--|
| ≤ 150 x 200 ≤ 200 ϕ | 10,0 |
| ≤ 250 x 400 ou inf. ≤ 350 ϕ | 12,5 |
| ≤ 900 x 900 ≤ 900 ϕ | 15,0 |

- condition de stabilité : $T_b \leq a/5$ ou $D/5$.

10.3.4 Méthode de calcul pour les appuis en élastomère non fretté

Les prescriptions de la norme EN 1337-3, §§ 5.4 et 5.5, sont appliquées à *l'état limite ultime*. Le *contrôle à l'état limite de service* consiste en une limitation de la contrainte moyenne et de la condition de stabilité :

- limitation de la contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{F_z}{ab} \leq 5 \frac{N}{mm^2}$$

- condition de stabilité : $T_b \leq a/5$.

10.3.5 Appareils d'appui à pot

Les appareils d'appui à pot doivent être conformes aux dispositions de la norme NBN EN 1337, plus spécifiquement à la norme NBN EN 1337-2 concernant les éléments de glissement et à la norme NBN EN 1337-5 concernant les appareils d'appui à pot.

11 Moyens d'exécution

11.1 Remarque générale

Les frais des moyens d'exécution et des études y afférentes, non inclus dans des postes particuliers du métré sont supposés être compris dans les prix remis par l'adjudicataire.

L'attention est attirée sur le fait qu'Infrabel n'impose généralement pas de mode d'exécution déterminé ni de moyens d'exécution, sauf disposition contraire dans le cahier spécial des charges. Une étude préalable approfondie du mode d'exécution est recommandée avant la soumission. Lors de cette étude préalable, il est évident que les conditions énoncées dans le cahier spécial des charges, plan de sécurité et santé inclus, doivent être respectées. L'adjudicataire se doit également de tenir compte de l'impact des moyens d'exécution choisis sur l'environnement.

11.2 Documents à fournir par l'auteur du projet et l'adjudicataire

Le cahier des charges définit les plans ayant trait aux moyens d'exécution que l'adjudicataire et l'auteur de projet, chacun en ce qui le concerne, doivent obligatoirement soumettre à l'approbation préalable du fonctionnaire dirigeant. La conception des plans et les notes de calcul satisfont aux principes du chapitre 2.

Les plans et les notes de calcul concernant les éléments étudiés par les sous-traitants ne peuvent être présentés à Infrabel qu'après avoir été vérifiés et contresignés par l'ingénieur civil qui est chargé de la vérification de tous les plans et de toutes les notes de calcul et de la coordination de toutes les études en rapport avec la stabilité de la construction.

La liste non exhaustive énoncée ci-après donne un aperçu des documents à fournir. Le cahier spécial des charges indique éventuellement une sélection des ces points :

1. Plans indiquant l'exécution des tabliers provisoires, et si c'est prévu, la réalisation d'une liaison continue entre les poutres adjacentes, de même que l'exécution en détail et la préparation de ces liaisons ; la détermination de la conception et des mesures exactes des blocs de fondation et des points d'appui des piles intermédiaires provisoires, y compris les notes de calcul;
2. Plans et notes de calcul concernant d'éventuelles piles intermédiaires provisoires, leur fixation sur les fondations provisoires, ainsi que la conception de ces fondations et les plans de détail y afférents ;
3. Plans et notes de calcul concernant la démolition par phases des ponts existants, tant la superstructure que l'infrastructure, y compris tous les soutènements, tous les étançonnements temporaires ;

4. Plans et notes de calcul concernant le chargement, le transport et la pose de poutres en béton préfabriquées ou mixtes en acier-béton, y compris une description détaillée de tous les moyens à mettre en œuvre pour la pose et le contrôle éventuel des états de charges de ces poutres lors de la pose ;
5. Plans d'usine et notes de calcul annexes de la construction de poutres principales métalliques, y compris la détermination de la contre-flèche de construction, la répartition des plaques, la découpe des plaques et des éléments, le prétraitement, le programme de soudure, les essais préalables, la détermination des paramètres de soudure, les traitements, les parties à meuler, les paramètres pour serrer les boulons, les forages, les dispositifs de levages, etc. (voir fascicule 30.2 chapitre 4);
6. Plans et notes de calcul concernant le chargement, le transport et la pose de toutes les parties métalliques, y compris l'examen des situations intermédiaires provisoires ;
7. Plans de détail concernant les appareils d'appui ;
8. Plans d'usine des constructions métalliques plus petites telles que garde-corps, grilles, ...
9. Plans de phasage qui présentent les étapes de la construction et dont il est tenu compte dans le projet ;
10. Plans et notes de calcul concernant les passerelles et chemins à câbles provisoires, y compris une description détaillée de tous les moyens à mettre en œuvre pour la pose et la dépose;
11. Plans d'exécution et notes de calcul correspondantes concernant les fouilles blindées et les parois moulées
12. Plans de montage et notes de calcul des constructions en acier, ainsi qu'une justification complète de toutes les procédures pour obtenir un montage sans contrainte (voir fascicule 30.2 chapitre 4);
13. Plans et toutes les notes de calcul justificatives de l'exécution des constructions en béton, avec une attention particulière donnée aux conséquences du retrait différentiel, aux tassements différentiels, aux états de contrainte et de résistance pendant les phases d'exécution, aux tassements de la construction, à la stabilité des constructions voisines, ainsi qu'au phénomène de renard, au refoulement des massifs de terre adjacents, ...

11.2.1 Planning

Un planning global concernant les travaux à exécuter et tenant compte des moyens réels mis en œuvre par l'adjudicataire, doit être présenté au fonctionnaire dirigeant avant le début des travaux. Ce planning doit tenir compte des exigences imposées dans le cahier des charges en rapport avec le délai d'exécution et l'ordre de succession des travaux.

Si nécessaire, le fonctionnaire dirigeant peut inviter l'adjudicataire au moment opportun, et lorsque tous les détails sont connus, à plus détailler le planning concernant certains points particuliers. Cela sera le cas notamment pour des commutations ou mises en service importantes ou difficiles, ou pour des travaux à exécuter dans un délai limité à des fins de mise hors service et/ou de mise hors tension.

Ainsi, l'adjudicataire rédige également un **livre de bord** pour des travaux imposants avec (un risque d') entrave du trafic routier ou ferroviaire (notamment, réalisation de fondations et de massifs caténaire, pose de tabliers de pont, aménagement de voiries, ...). Dans ce livre de bord, un planning détaillé est établi pour tous les travaux qui doivent être exécutés. Ce livre de bord sera remis au fonctionnaire dirigeant **min. 30 jours de calendrier** avant le début des travaux.

Le cas échéant, les modifications requises au planning seront apportées après concertation avec le fonctionnaire dirigeant, afin de tenir compte des circonstances d'exécution. L'adjudicataire ne peut en aucun cas prétendre à un quelconque dédommagement à la suite des modifications apportées.

11.3 Démolition d'ouvrages d'art d'art et de bâtiments au-dessus des voies

Afin de prévenir toute chute de matériaux lors de travaux de démolition exécutés au-dessus des voies, l'adjudicataire doit **ériger des échafaudages avec un plancher de protection**.

Le plancher doit être continu. Il doit dépasser d'au moins 70 cm à l'extérieur de chaque flanc de la construction à démolir. Le plancher et les balustrades doivent respecter la distance de sécurité vis-à-vis des caténaires sous tension. Les échafaudages seront réceptionnés par l'adjudicataire avant d'être utilisés.

Lorsqu'un délai partiel est prévu au cahier des charges pour la démolition d'un ouvrage d'art ou d'un bâtiment, le démontage et l'évacuation de l'échafaudage et du plancher en dehors du domaine d'Infrabel sont compris dans ce délai partiel.

11.4 Empiètement ou risque d'empiètement dans la zone dangereuse

Il s'agit de travaux qui requièrent ou qui impliquent un risque d'empiètement du gabarit d'espace libre.

Aucun élément d'outillage ou de charges ne peut pénétrer dans la zone dangereuse des voies en service. L'adjudicataire prévoit toujours une clôture de sécurité en guise de délimitation de la zone dangereuse dans la zone de chantier.

Pour les mesures de sécurité et de santé lors de l'exécution de tâches gérées par Infrabel, il est renvoyé au fascicule 63 (édité par Infrabel) et à la brochure "Travailler et circuler en sécurité à la SNCB" (publiée par la SNCB-Holding, Sécurité et Environnement, Division H-SE.02-édition 1998).

11.5 Travaux à proximité d'installations destinées à la traction électrique

L'attention est attirée sur la présence de caténaires et autres lignes aériennes (câbles à fibres optiques, ...) dans le cas de voies électrifiées. L'adjudicataire se doit de tenir compte de ces facteurs lors du choix de ses engins (grues, ...) ou de techniques d'exécution (par ex., démolition de ponts, pose d'éléments préfabriqués, ...). De même, lors d'une mise hors tension, il ne peut y avoir ni contact physique ni contact matériel avec un élément de ces caténaires.

11.6 Plan de sécurité et de santé (PSS)

Toutes les dispositions sont prises en matière de sécurité et de santé, et tous les travaux sont exécutés conformément aux prescriptions de la "Loi sur le Bien-être" du 04/08/96 et de l'AR du 25/01/2001 concernant les chantiers temporaires ou mobiles. L'adjudicataire joint obligatoirement les documents tels que fixés à l'art. 30 de l'AR du 25/01/2001, à sa soumission (dans laquelle il décrit de quelle manière il exécutera le chantier afin de tenir compte de ce plan de sécurité et de santé), de telle sorte que le coordinateur de sécurité-projet puisse en évaluer la conformité avec son plan de sécurité et de santé.

Au cours de la réalisation, toutes les modifications apportées sont ajoutées, en concertation avec le coordinateur-réalisation, dans leur ordre de survenance, de telle sorte que le plan de santé et de sécurité reflète à tout moment l'état d'avancement des travaux.

Néanmoins, et ce conformément à l'article 30 § 2, 2° de l'AR du 25 janvier 2001, les soumissionnaires sont tenus de joindre à leur offre un calcul de prix séparé (voir annexe 10 du PSS) en rapport avec les mesures et les moyens de prévention déterminés par le plan de sécurité et de santé, y compris les mesures et les moyens extraordinaires de protection individuelle.

A défaut de ce document, le pouvoir adjudicateur se réserve le droit de déclarer l'offre irrégulière.

11.7 Protection de l'environnement

11.7.1 Protection de l'environnement contre les nuisances sonores et les vibrations

L'adjudicataire doit faire attention à limiter le bruit du chantier. En particulier les bruits susceptibles de gêner les riverains ou l'environnement naturel, que ce soit par une durée exagérée ou par des travaux exécutés en dehors des heures normales de travail.

L'adjudicataire doit faire particulièrement attention à éviter les nuisances sonores et les vibrations lors de la saison des nichées dans les zones naturelles.

11.7.2 Protection de l'environnement contre les hydrocarbures

L'entreposage éventuel de carburants, huiles ou hydrocarbures destinés à tous types d'applications, ainsi que les installations d'entretien du matériel de l'adjudicataire, doivent être conformes aux dispositions de la législation en vigueur concernant ce type d'installations. Tous les réservoirs présents sur le chantier doivent être placés dans un encuvement. Tous les récipients sont pourvus des étiquettes requises. Les récipients ou réservoirs qui ne remplissent pas ces conditions, doivent être évacués sur simple requête du fonctionnaire dirigeant ou de son délégué sur le chantier.

11.7.3 Protection de l'environnement contre les boues et les poussières

L'adjudicataire prendra les mesures qui s'imposent pour éviter que les routes, voies d'eau, trottoirs, situés à proximité du chantier, soient contaminés par de la poussière, des terres de déblai et du matériel de démolition du chantier.

11.8 Poutres préfabriquées en béton précontraint ou mixtes acier-béton

L'adjudicataire est autorisé à modifier légèrement les dispositions proposées pour la réalisation de la précontrainte dans les poutres à condition que la valeur de la force de précontrainte et le point d'application restent inchangés dans toutes les sections.

Si l'adjudicataire propose un système de précontrainte légèrement modifié, il doit mettre à la disposition du fonctionnaire dirigeant les plans de poutres en béton précontraint et ceux des blocs d'about comme suit :

- en trois exemplaires au plus tard 20 jours de calendrier après la notification de l'approbation de sa soumission.

- en trois exemplaires papier et un exemplaire sur fichier informatique compatible avec les logiciels d'Infrabel, après approbation de ces plans.

L'adjudicataire rédige les plans de fabrication des poutres en béton précontraint avec entre autres :

- le tracé des éléments de la précontrainte (torons) ;
- les armatures dans les blocs d'about (à l'arrière des blocs d'about, on prévoit un fretage approprié) ;
- les détails des ancrages d'extrémité, des évidements, des armatures spéciales.

S'il propose un système de précontrainte modifié, l'adjudicataire présente une note de calcul avec :

- La vérification aux états limites de service des contraintes qui apparaissent lors de la précontrainte dans la section médiane et dans au moins 2 sections intermédiaires (une section à côté du bloc d'extrémité et section à 1/3 de la portée);
 - La vérification aux états limites ultimes.

Infrabel peut exiger la vérification de sections supplémentaires s'il subsiste des doutes quant au dépassement des contraintes ou à la sécurité à l'état limite ultime.

11.9 Pose et dépose de poutres

Au moins trente jours calendrier à l'avance, l'adjudicataire fait parvenir, pour accord du fonctionnaire dirigeant, un descriptif détaillé avec plans et notes de calcul pour appuyer la méthode qu'il veut appliquer pour la pose ou la dépose de poutres. Parmi les plans, doit impérativement apparaître une vue en plan et une vue en élévation de la situation des grues utilisées avec empattement et distances exactes par rapport aux voies et aux caténaires.

Cette description précise les caractéristiques des moyens de levage utilisés. Avant d'entamer la pose des poutres, l'adjudicataire remet au fonctionnaire dirigeant une copie de l'attestation de contrôle des moyens de levage par un organisme agréé.

Les poutres en béton précontraint ou mixtes acier-béton doivent, à chaque instant, pouvoir être considérées comme posées sur deux points d'application dont les axes se trouvent à moins de 75 cm des extrémités.

Les constructions métalliques doivent être assemblées de telle manière que le montage n'induisse aucun état de contrainte supplémentaire à celui dû au poids propre de la construction posée sur ses appuis définitifs (voir fascicule 30.2.4).

Le fonctionnaire dirigeant se réserve le droit d'apporter les modifications qu'il juge nécessaires sans que l'adjudicataire puisse prétendre à un dédommagement ou à la prolongation d'un quelconque délai. La responsabilité de l'adjudicataire reste entière, même après approbation d'Infrabel ou après les éventuelles modifications demandées.

11.10 Matériaux livrés par Infrabel

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, les matériaux livrés par Infrabel sont mis gratuitement à la disposition de l'adjudicataire. En fonction de ce qui est indiqué dans le cahier des charges, l'adjudicataire charge et transporte ces matériaux jusqu'à l'endroit des travaux.

Le cahier des charges énumère :

- les différents éléments livrés par Infrabel ;
- le lieu de livraison ;
- les modalités d'approvisionnement.

En cas de livraison tardive de matériaux, l'adjudicataire ne peut prétendre à un quelconque dédommagement. Le délai d'exécution est néanmoins prolongé du nombre de jours égal au retard encouru, à condition que les matériaux soient demandés dans le délai prévu dans le cahier des charges et que les faits se produisent durant le délai d'exécution contractuel éventuellement augmenté des prolongations de délai accordées antérieurement par Infrabel.

Le déchargement des wagons par l'adjudicataire doit être exécuté dans un délai de 24 heures, à compter de la mise à la disposition des wagons et pour autant que la mise à la disposition ne tombe pas avant la date fixée par l'adjudicataire. Chaque wagon qui n'est pas déchargé ou seulement partiellement après ce délai donne lieu à l'application de frais d'immobilisation. Les samedis, dimanches et jours fériés ne sont pas comptabilisés dans ces frais d'immobilisation.

Un procès-verbal qui reprend les matériaux livrés par Infrabel, est établi contradictoirement au moment de la mise à la disposition à l'adjudicataire. Ce dernier en assure la surveillance depuis la mise à la disposition jusqu'à la réception provisoire des travaux. Toute pièce disparue ou endommagée est remplacée par Infrabel aux frais de l'adjudicataire.

Le cahier spécial des charges détermine le cas échéant les modalités de transport des wagons de matériaux vers le lieu de travail par des trains de travaux, conformément aux dispositions du chapitre 30 du fascicule 61.

11.11 Protection et entretien des ponts et bâtiments.

Sont compris dans les moyens d'exécution, toute fourniture et tout travail destinés à assurer l'entretien et le maintien en bon état des ouvrages d'art et des bâtiments avant leur mise en service ou leur réception provisoire. L'adjudicataire est obligé d'observer scrupuleusement les directives données par le fonctionnaire dirigeant et destinées à assurer la protection de travaux déjà exécutés.

L'adjudicataire prendra les précautions nécessaires pour éviter les taches de peinture et de ciment, les coulées de laitance, les taches de produits hydrocarbonés, les traces de rouille, les coulées de produits de décoffrage, etc., soit en général toute tache dont le nettoyage a posteriori ultérieur est susceptible d'affecter l'intégrité des constructions terminées.

11.12 Rabattement et évacuation des eaux

11.12.1 Evacuation des eaux

L'évacuation des eaux, des rivières, des fossés, des terrains et des égouts doit être garantie durant l'exécution des travaux. A cet effet, l'adjudicataire prend à ses frais les dispositions nécessaires, et ce durant toutes les phases des travaux, et respecte les directives éventuelles du fonctionnaire dirigeant. Ce dernier se réserve le droit de faire diminuer le débit des pompes si des éboulements de terres sont constatés.

11.12.2 Rabattement de la nappe phréatique.

11.12.2.1 Généralités

On fait référence à la « guidance pour l'exécution d'un rabattement de la nappe aquifère » (« Richtlijnen Bemalingen ») de septembre 2009 fait par le TIS-SFT (tis-sft.wtcb.be).

Le rabattement de la nappe aquifère est obligatoire pour l'exécution des travaux de terrassement et d'ouvrages d'art lorsque le niveau de la nappe phréatique est trop élevé.

Le niveau d'eau au droit de toute fouille doit être inférieur d'au moins 50 cm par rapport au niveau bas de la fouille.

L'adjudicataire prend toutes les précautions requises pour éviter d'endommager les propriétés voisines, en particulier lors de l'exécution des rabattements de nappes phréatiques. Il doit faire particulièrement attention aux effets des tassements (différentiels) lors du rabattement de nappe. Et prévoir, le cas échéant une réalimentation.

Pour le rabattement de la nappe phréatique, l'adjudicataire est tenu de demander les permis requis (pompage, refoulement et évacuation), et d'adapter son système aux dispositions de ce permis.

L'adjudicataire effectue lui-même les travaux nécessaires au rabattement de la nappe phréatique, ou les confie à un sous-traitant qui possède des références suffisantes dans ce domaine. Il tient compte du niveau des fouilles et déblais, comme indiqué sur les plans correspondants.

Dans le cas où des points d'eau, puits, points de captage d'eau potable, etc. viendraient à être taris à la suite de ce rabattement de la nappe phréatique, l'adjudicataire est tenu de veiller, à la charge de l'entreprise, à ce que les riverains touchés soient approvisionnés en eau.

L'adjudicataire est tenu de s'assurer au préalable que l'évacuation de l'eau en provenance de l'installation de rabattement de la nappe phréatique et la méthode de raccordement n'entraînent aucune nuisance pour le chantier ou pour des tiers. En cas de déversement à l'égout, un collecteur de sable doit être installé entre la sortie de la conduite de pompage et le lieu de déversement. L'adjudicataire sera toujours responsable de tout envasement des égouts qu'il occasionnerait lors de l'exécution des travaux. Les constats contradictoires requis seront dressés.

L'adjudicataire sera tenu responsable de tous les dommages causés par l'exécution et donnant lieu à un dédommagement. Dans tous les cas où Infrabel serait poursuivi du chef de ces dommages, l'adjudicataire est tenu d'intervenir dans le litige et de collaborer sur simple notification à toutes les mesures qu'Infrabel jugerait bon de mettre en œuvre à l'égard de tiers, pour préserver ses droits.

Le fonctionnaire dirigeant a le droit d'exiger toute modification du mode d'exécution ou toute mesure de précaution supplémentaire jugée utile pour y satisfaire ou pour tenir compte de circonstances locales exceptionnelles. Il n'en résulte aucun droit à une indemnité complémentaire pour l'adjudicataire. Celui-ci est censé, avant sa soumission, avoir pris pleinement connaissance sur place de la situation existante.

Toutes les indemnités de tiers, causées par les travaux, en ce compris les indemnités dues en application de l'article 544 du Code Civil, sont intégralement à la charge de l'adjudicataire, à l'entière décharge du maître de l'ouvrage et du maître d'œuvre.

11.12.2.2 Critères de tassement

L'adjudicataire établit une note de calcul des tassements attendus en fonction du système de pompage choisi. Cette note doit avoir été approuvée par le fonctionnaire dirigeant avant le démarrage du pompage proprement dit.

Indépendamment du fait qu'aucun dommage ne puisse être engendré par les travaux, les tassements absolus totaux, induits par le rabattement de la nappe phréatique, ne peuvent en aucun point excéder 15 mm à l'issue des travaux. De plus, le tassement différentiel de 2 points de bâtiments, d'autres travaux de construction, d'impétrants ou de tabliers routiers, séparés de 5 à 10m l'un de l'autre, doit être limité de telle sorte que l'angle d'inclinaison de la courbe de tassement soit inférieur à 1/700. Les données numériques mentionnées ci-avant ne peuvent pas être considérées comme des tassements autorisés. Le fait qu'aucun dommage ne puisse être causé, est déterminant.

11.12.3 Protection des constructions existantes

1. Responsabilité

L'adjudicataire doit éviter tout dégât aux bâtiments et constructions de toute nature se trouvant à proximité des travaux. Y compris les caténaires, les câbles et conduites, les routes environnantes...

Dans tous les cas, l'adjudicataire est responsable des dégâts causés par les travaux donnant lieu à des indemnités. Dans tous les cas où Infrabel serait poursuivie pour dégâts, l'adjudicataire est tenu d'aider à la procédure sur simple convocation et de participer à toutes les mesures qu'Infrabel estimerait nécessaires d'engager contre les tiers afin de défendre ses droits.

Le fonctionnaire dirigeant a le droit de faire modifier les moyens d'exécution ou d'exiger des mesures de précaution supplémentaires qu'il estime nécessaires ou de tenir compte de situations locales exceptionnelles.

L'adjudicataire doit faire particulièrement attention aux critères et aux mesures de tassement du cahier des charges.

Il n'en résulte aucun droit d'indemnité supplémentaire pour l'adjudicataire. Il est censé s'être mis au courant de la situation sur place avant de remettre sa soumission.

2. Etat des lieux

a) Avant les travaux

Avant le démarrage du chantier ou dans le délai mentionné dans le cahier des charges, l'adjudicataire fera établir un état des lieux, en présence des propriétaires riverains et en concertation avec le fonctionnaire dirigeant, des chaussées, des voies, des ouvrages d'art et des bâtiments situés à proximité de la construction à établir.

L'adjudicataire dresse un plan où sont indiqués les bâtiments et autres ouvrages d'art pour lesquels un état des lieux doit être dressé avant l'exécution des travaux dans le cadre du marché.

Après approbation et signature de toutes les parties concernées, l'adjudicataire fournira au fonctionnaire dirigeant, à ses frais, un exemplaire papier de ce plan et un exemplaire informatique compatible avec les logiciels utilisés par Infrabel.

Infrabel a la possibilité de déléguer à une ou plusieurs personnes sa présence pendant ces opérations. La représentation éventuelle d'Infrabel au moment d'acter ces constats ne peut engendrer aucune responsabilité, de quelque nature que ce soit, ni envers les tiers ni envers l'adjudicataire.

b) Après les travaux

Après l'achèvement des travaux, la vérification de l'état des lieux sera faite dans les mêmes conditions et aux frais de l'adjudicataire. L'adjudicataire informe Infrabel des constats faits durant cette vérification.

En aucun cas, Infrabel ne peut être rendue responsable des dégâts éventuels causés à ces bâtiments ou ouvrages d'art ; seul l'adjudicataire demeure entièrement responsable. Dans le cas où un début de dommage à des bâtiments adjacents est constaté, l'adjudicataire doit immédiatement prévenir le fonctionnaire dirigeant.

11.13 Clôture du chantier

Le cahier des charges précise si l'adjudicataire est obligé de clôturer son chantier ou certaines zones de son chantier.

11.13.1 Accès aux propriétés privées

L'adjudicataire prendra toutes les mesures pour que l'accès aux propriétés privées soit toujours assuré.

11.14 Conditions particulières pour certaines réceptions

11.14.1 Réception technique préalable des matériaux de base

En dehors des produits énoncés dans le Fascicule 61, la réception technique préalable est requise pour :

| | |
|--|---|
| Acier de construction + contrôle soudures | Vérification de l'exécution chez le constructeur |
| Montage préalable en atelier | Suivi auprès du constructeur |
| Galvanisation – métallisation | Réception en atelier |
| Travaux de peinture | Suivi de l'exécution en atelier et (de la correction) sur le chantier |
| Couverture d'étanchéité | Suivi de l'exécution en atelier et (de la correction) sur le chantier |
| Garde-corps métalliques | Réception en atelier |
| Caillebotis, planchers métalliques pleins | Réception en atelier |
| Produits préfabriqués en béton armé et non armé ou en béton précontraint | Réception en atelier |
| Caniveaux, bordures, caniveaux, tuyaux | Réception en atelier |
| Chambres de visite | Réception en atelier |
| Appareils d'appui pour ouvrages d'art | Réception en atelier et essais |
| Joint de dilatation | Réception en atelier et essais |
| Produits bitumeux | Réception au cours du processus de fabrication et sur le chantier |
| Conduites en PVC, PE, polyéthylène, acier, fonte, béton (non) armé, ... | Fourniture des certificats de conformité ou, si cela n'est pas possible, exécution d'essais |

Les produits ou éléments préfabriqués porteurs du label de conformité BENOR ou ATG et accompagnés d'un certificat de conformité adéquat sont dispensés de la réception technique préalable. Infrabel se réserve néanmoins le droit d'effectuer des contrôles à la livraison. Les coûts de ces contrôles sont à la charge de l'adjudicataire lorsque le résultat n'est pas satisfaisant, sauf clause contraire dans le cahier spécial des charges.

12 Essais de pont

12.1 Domaine d'application

Le présent chapitre décrit les épreuves de chargement qui peuvent être exécutées avant la mise en service du pont ou de l'ouvrage, dans le cadre des contrôles préalables à la réception provisoire des travaux, ou au cours de la vie de l'ouvrage si les conditions d'exploitation sont profondément modifiées.

12.2 But des essais de mise en charge

Les épreuves de chargement permettent :

- un jugement global de la qualité des matériaux et du soin apporté lors de l'exécution ;
- l'examen du comportement général de la construction et plus particulièrement de certains de ses éléments, lorsqu'elle est soumise à des sollicitations proches des sollicitations en service ;
- l'examen de comportements particuliers, comme le comportement vibratoire.

L'épreuve de chargement ne correspond toutefois jamais, même approximativement, à l'hypothèse de charge de calcul. Cela signifie que l'étude inclut un calcul de vérification, et ce aux différents endroits.

12.3 Prescriptions générales

En règle générale, les essais ont pour but de vérifier le comportement des principaux éléments de la construction. C'est pourquoi l'on tente de créer des effets de sollicitation aussi défavorables que possibles dans ces éléments.

Des sollicitations ne sont pas appliquées aux trottoirs.

12.3.1 Essais de mise en charge de ponts-rails

Pour les ponts-rails, les schémas de charge seront communiqués à la demande de l'adjudicataire ou du concepteur. Pour chaque état de charge, les calculs fournissent les moments et efforts tranchants, ainsi que les déformations correspondantes des sections caractéristiques des tabliers de pont. De plus, pour les tabliers de pont en acier ou les tabliers de pont mixtes acier-béton, il est obligatoire de calculer et de mesurer les variations de contrainte.

L'épreuve de chargement a lieu lors d'une ou de plusieurs interruptions de trafic ferroviaire décrites dans le cahier spécial des charges, avec une ou plusieurs voitures qui, une fois placées sur la construction, engendrent une sollicitation la plus grande possible. Ce chargement est réalisé à divers endroits, et l'essai est répétée plusieurs fois.

Si le cahier spécial des charges le prescrit, des épreuves dynamiques seront également réalisées, avec des trains circulant à différentes vitesses.

En guise d'alternative, des camions peuvent également être utilisés comme épreuve de chargement pour l'épreuve de ponts-rails, voir aussi § 12.3.2 Epreuves de ponts-routes

12.3.2 Essais de mise en charge de ponts-routes

Pendant toute la durée des essais, l'adjudicataire doit veiller à ce que les essais de chargement soient réalisés à l'aide de camions. La sollicitation approchera autant que possible les conditions du projet, et sera caractérisée comme une fraction de la charge de calcul.

Les caractéristiques des camions (nombre d'essieux, entraxe, charges d'essieu, ...) qui seront utilisées lors des essais, seront soumises par l'adjudicataire à l'approbation du fonctionnaire dirigeant.

12.4 Etablissement du programme théorique des opérations de chargement

Accompagnant l'étude détaillée de l'ouvrage, mais dans un document distinct, le concepteur formulera une proposition pour :

- le programme des opérations successives de mises en charge statique ;
- les éléments à examiner (qui sont choisis en fonction du type et de la complexité de la construction, et qui tiennent compte également d'éventuels événements qui se sont passés lors de la construction);
- une note de calcul des déformations et contraintes correspondantes et éventuellement des sollicitations d'éléments particuliers.

Le choix du programme des essais de chargement, les différents états de sollicitation et le nombre d'essais seront établis en tenant compte de la réalisation d'une déformation et d'un état de contrainte maximal dans les poutres principales des tabliers, dans les entretoises, dans les longerons, dans la plaque du tablier et dans les raidisseurs, dans des points particuliers soudés ou boulonnés, et dans toutes les sections où des piques de tension sont attendus et où la fatigue exerce une influence importante. Le programme doit également s'efforcer d'offrir un résultat précis sur la répartition des charges dans les différents éléments de pont (par exemple : répartition transversale dans le tablier de pont à plusieurs poutres ou dans les dalles orthotropes, évolution de la flexion en largeur dans les dalles de tablier de pont de grande largeur entre les poutres principales).

Infrabel se réserve le droit d'imposer des modifications au programme d'essais, sans indemnité pour l'adjudicataire, et ce dans les conditions précitées.

12.5 Examen préalable de la construction.

Avant de passer aux essais, un examen visuel contradictoire de la construction aura lieu en présence du fonctionnaire dirigeant, de l'adjudicataire et de l'auteur du projet. Le résultat de cet examen conduit à la rédaction d'un rapport à joindre au procès-verbal des essais de chargement.

Si des dégâts importants (appuis mal réglés, fissures dans les soudures, déformations ou dégâts d'éléments porteurs, joints routiers, joints de dilatation ou charnières bloqués, ...) sont constatés, des réparations devront être exécutées préalablement.

Si Infrabel estime que les dégâts constatés n'entravent pas le comportement de la construction, elle peut admettre l'exécution des essais de chargement, à condition de procéder à un contrôle intensif des zones endommagées et d'adapter le programme des essais de chargement. Si ces derniers donnent satisfaction, l'adjudicataire n'échappe pas à l'obligation d'exécuter les réparations nécessaires.

Tout dégât ou tout comportement anormal constaté avant, pendant ou après les essais sera mentionné au procès-verbal des essais de chargement.

12.6 Application des charges - mesures - contrôles

Les camions nécessaires aux essais de ponts-routes **sont pesés préalablement essieu par essieu**, et les preuves de pesage seront remises au fonctionnaire dirigeant avant l'exécution des essais.

Les essais sont exécutés conformément au programme préalablement approuvé. Toutes les opérations sont exécutées le plus rapidement possible afin de limiter l'influence des variations de température.

Dans la plupart des cas, des mesures sont réalisées sur la face inférieure des tabliers de pont. Pour ce faire, plusieurs échafaudages suspendus et mobiles avec une sécurité d'accès et une suspension stable doivent être mis à disposition. Ils seront déplacés à plusieurs reprises par l'adjudicataire durant les essais de chargement, chaque fois que le personnel d'Infrabel le demandera.

L'adjudicataire doit tenir compte des coûts en matériel et personnel de ces échafaudages, y compris les opérations d'ouverture et de fermeture des différents accès.

Infrabel peut faire exécuter chaque mesure jusqu'à 3 fois. On mesure principalement les déplacements verticaux, les déplacements dans une direction arbitraire, les rotations dans un plan vertical et les allongements afin d'enregistrer les variations de contrainte. Dans le cas d'essais dynamiques, les accélérations sont également mesurées.

Pour chaque état de chargement ou phase d'essai, on lit simultanément sur tous les appareils. En principe, des lectures sont effectuées à chaque phase :

- immédiatement avant l'application des charges;
- après l'application des charges et pour chaque position de celles-ci. Et ce, à chaque fois durant le laps de temps nécessaire à la stabilisation de la construction;
- après enlèvement des charges et stabilisation de la construction.

Les déformations permanentes lues et enregistrées après l'enlèvement des charges ne sont intéressantes que s'il n'apparaît pas de contraintes de signe opposé à celles qui existaient dans les éléments lors de la phase avec chargement. Lors de l'enlèvement des charges, on peut atténuer cette influence perturbatrice en enlevant les camions un par un.

Tous les appareils de mesure doivent avoir été récemment étalonnés et avoir une précision de lecture en rapport avec la grandeur à mesurer. La précision et la sensibilité doivent être très hautes lorsque l'on veut obtenir des résultats à partir de la différence de mesures (par exemple pour déterminer la répartition transversale ou les déformations transversales).

Les flèches sont mesurées au moyen d'appareils possédant une précision supérieure à 1% de la mesure.

Les rotations angulaires dans un plan vertical sont mesurées au moyen d'inclinomètres dont la précision est de minimum $15 \cdot 10^{-6}$ radians.

Les mesures d'allongement sont mesurées à l'aide de jauges de contrainte de différents types, d'une précision d'au moins 1 % de la valeur à mesurer.

Durant les essais de charges, divers éléments de la construction sont examinés visuellement afin de constater qu'il n'apparaisse pas de situation ou de comportement anormal.

12.7 Conclusions à tirer des essais de chargement

Pour chaque état de chargement, on dessine la situation déformée de la construction sur base des flèches et des rotations angulaires mesurées tant dans le sens longitudinal que transversal, et on dresse le tableau des déplacements. L'apparence générale de ces lignes de déformation doit être normale et acceptable pour le type de pont en question. On déduit de ces observations les déformations et les déplacements totaux, ainsi que la déformation permanente; La différence des ces valeurs permet de déduire les déplacements et les déformations élastiques.

Cette procédure est également suivie pour les contraintes mesurées à partir des mesures d'allongement. Ce qui permet d'obtenir les valeurs totales, permanentes et élastiques.

Si, lors des essais de chargement, les charges appliquées diffèrent sensiblement des charges du programme théorique, les calculs concernant ce programme doivent être adaptés en conséquence.

Dans le cas où soit les contraintes élastiques mesurées soit les déformations et les déplacements élastiques dans les sections critiques (zones avec des contraintes élastiques maximales ou avec les déformations et déplacements élastiques les plus importants) sont supérieurs de 15 % ou inférieurs de 25 % aux valeurs calculées, un calcul plus précis doit démontrer quelle peut en être la cause et quelles conclusions il faut en tirer.

Si l'on admet que :

- la flèche totale est celle de l'ouvrage d'art sous l'épreuve de chargement;
- la flèche permanente est celle à l'issue de l'épreuve de chargement;
- la flèche élastique est la différence entre la flèche totale et la flèche permanente;

alors on calcule le rapport K entre la flèche permanente à la flèche totale. La valeur K obtenue est comparée aux valeurs mentionnées dans la Table 12.1 et débouche sur l'une des conclusions suivantes:

- Cas A : Les essais de chargement donnent entière satisfaction.
- Cas B : On exécute immédiatement un nouvel essai de chargement. Cet essai est considéré comme satisfaisant si la nouvelle valeur K^* donne satisfaction.
- Cas C : L'essai de chargement ne donne pas satisfaction : les causes du comportement anormal doivent être recherchées, éventuellement en exécutant d'autres essais. L'adjudicataire exécutera alors les renforcements et les modifications nécessaires.
- A moins que les résultats des premiers essais de chargement soient suffisamment déterminants, de nouveaux essais de chargement seront exécutés après avoir effectué les renforcements et les modifications nécessaires.

| | Cas A | Cas B | Cas C |
|--------------|---------------|---|----------------------------------|
| Ponts-routes | $K \leq 0,10$ | $0,1 < K \leq 0,20$ ou $K^* \leq 0,08$ | $K > 0,20$ ou $K^* > 0,08$ |
| Ponts-rails | $K \leq 0,05$ | $0,05 < K \leq 0,10$ ou $K^* \leq 0,03$ | $K > 0,10$ ou $K^* > 0,03$ |

Table 12.1 - Evaluation des essais de chargement en fonction du rapport des flèches calculées

Les essais de chargement des ponts ne permettent pas de détecter tous les défauts, particulièrement les défauts qui se manifestent à long terme. La conclusion que les essais de chargement donnent entièrement satisfaction, n'autorise pas l'adjudicataire à se dégager de sa responsabilité contractuelle ou légale. Et ce, certainement si des défauts non détectables avant la réception provisoire apparaissent à un stade ultérieur.

13 Gabarit d'espace libre et dispositions complémentaires

13.1 Gabarit d'espace libre

Le gabarit d'espace libre est défini par des contours décrits dans la PTR V01 fascicule 1. Le gabarit d'espace libre constitue l'interface entre le matériel roulant, d'une part, et l'infrastructure, d'autre part. Il constitue donc la frontière entre l'espace qui est disponible pour la circulation des trains, et l'espace qui est disponible pour la pose des installations fixes.

Le contour limite détermine l'espace qui est utilisé par le trafic ferroviaire normal.

Le contour nominal (voir Figure 13.1) détermine l'espace qui doit être réservé pour le trafic ferroviaire des transports exceptionnels.

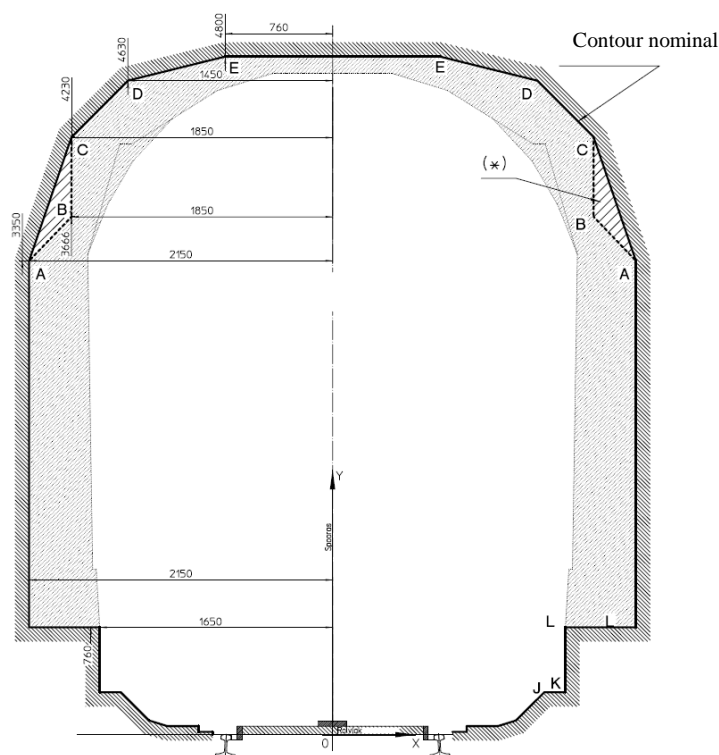


Figure 13.1 – Contour nominal pour des lignes classiques selon le PTR V01 Fascicule 1 : 2005

Le contour de renouvellement (Figure 13.2) détermine l'espace libre qui doit être réalisé dans le cas d'installations neuves et de travaux d'adaptation importants dans la voie ou aux ouvrages d'art.

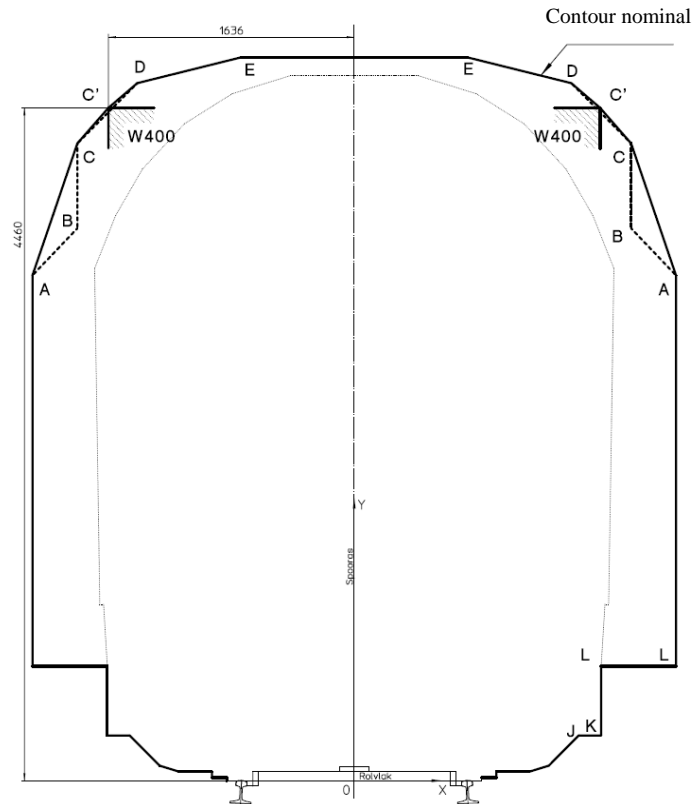


Figure 13.2 - Contour de renouvellement selon PTR V01 Fascicule 1: 2005

13.2 Dispositions complémentaires pour les "lignes classiques"

La Figure 13.3 illustre le type de profilé transversal de la structure des voies selon la PTR V01 Fascicule 1 pour une vitesse $V \leq 220\text{km/h}$.

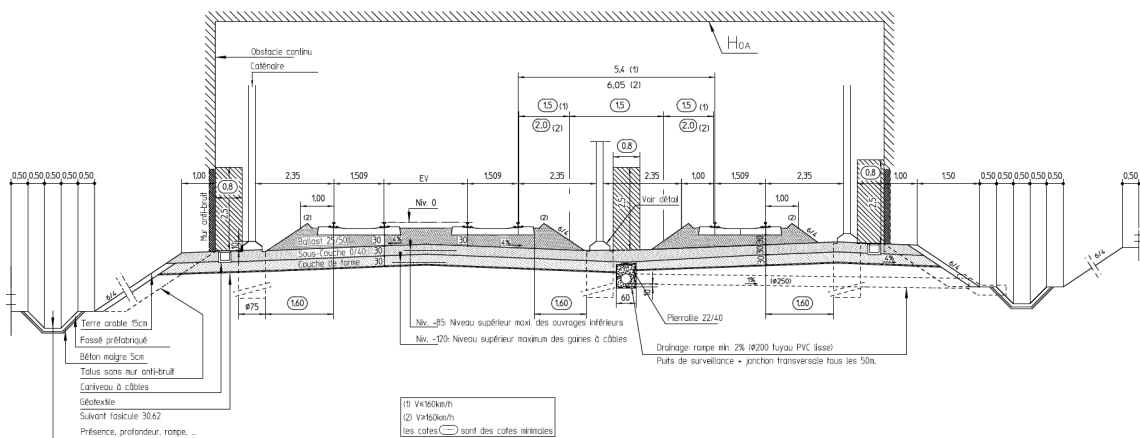


Figure 13.3 - Type de profilé transversal $V \leq 220\text{km/h}$ suivant la PTR V01 Fascicule 1: 2005

H_{KW} est défini suivant l'annexe 1 du PTR V01 fascicule 1 (voir Table 13.1 pour V1-V4 \leq 160km/h):

H_{OA} :

| Type de caténaire | Vitesse | OA court | OA long |
|------------------------|---------|-----------------|----------------------|
| R3 | V1-V4 | $5,57+B^2/4200$ | 5,76m (B \geq 28m) |
| Compound | V1-V4 | 5,63m | 5,75m (B \geq 28m) |
| 25kV Lignes classiques | V1-V4 | $5,68+B^2/6000$ | 5,81m (B \geq 28m) |

B = longueur de l'ouvrage d'art (OA)

Table 13.1- H_{KW} selon la PTR V01 Fascicule 1: 2005

La valeur de l'épaisseur de ballast minimale sous la traverse du rail (c.-à-d. la partie supérieure du tablier de pont sous-jacent, finition comprise) est de 30 cm.

L'ouverture libre horizontale entre l'axe du rail le plus proche et le garde-corps continu est d'au moins 2,75 m.

L'ouverture libre horizontale entre l'axe du rail le plus proche et un coffre à ballast qui n'empiète pas le gabarit d'espace libre, est d'au moins 0,70 m.

S'il n'est pas possible de prévoir un chemin de service entièrement dégagé sur un pont-rail (par ex., en raison de la présence de poutres à âme pleine), la distance entre le dernier obstacle (raidisseur, semelle, ...) et le rail le plus proche doit au moins atteindre 1,80 m.

Les chemins de service présentent au moins une largeur utile de 0,80 m.

13.3 Sécurité électrique

Pour les conditions générales d'implantation des aires de travail et de circulation en rapport avec la sécurité électrique, on fait référence à la norme NBN EN 50122 et au plan 490.002 établi par I-I.405 (interprétation de la norme par Infrabel).

Pour la mise à la terre et la protection des équipements sensibles contre la foudre et les surtensions générées par la traction électrique, on fait référence à l'avis 13 I-I/2009 rédigé par I-I.11.