



 Direction de la Sécurité et de la Sûreté Nucléaire	Nature du document : Recommandation	Page : 1 / 72
	Référence du document: RSSN NUC-50-33 (R)	Indice : A
	Intitulé du processus ou du projet : Sûreté nucléaire	

ÉTUDE DES STRUCTURES EN ACIER DES MATERIELS DES INB ET II D'INBS

DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES A L'UTILISATION DES EUROCODES

Pièces jointes éventuelles		
N°	Titres	Nb de pages
Destinataires ou référence à une liste de diffusion		

	Rédacteur	Vérificateur	Approbateur	Emetteur
Nom :	A. LANGEOIRE	É. JOLY	J. COLLINET	P. YVON
Unité/Fonction :	DSSN/SSN	DSSN/SSN	DSSN/SSN	DSSN/DIR
Date/Visa :	10/12/2020 	11/12/2020 	11/12/2020 	14/12/2020 
Réf. du fichier : RSSN-NUC-50-33-A.doc				

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 2 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Composition du groupe de travail CEA ayant contribué à l'élaboration de ce document :

Jean-Pierre BECCARIA	DAM/DIF/DP2I/S2IN
Nadine BLAY	DES/ISAS/DM2S/SEMT
Éric JOLY	DSSN/SSN
Alain LANGEORE	DSSN/SSN
Fabien MEMETEAU	DES/DIMP/DCET/S3G
Vincent NOAILHAC	DAM/DPN/STXN
Bérengère STAELENS	DAM/DIF/DP2I/SIS/BECA

Historique des évolutions d'indice		
indice	Date	Nature des modifications
A	10/12/20	Version initiale

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 3 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Table des matières

1	INTRODUCTION	6
2	DOMAINE D'APPLICATION	6
3	REFERENCES NORMATIVES	7
4	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	8
4.1	Aciers laminés à chaud et profils creux pour la construction	8
4.2	Aciers inoxydables	9
5	CONCEPTION DES STRUCTURES METALLIQUES	10
5.1	Généralités	10
5.2	Exigences relatives aux systèmes de contreventement	10
5.3	Exigences relatives aux poutres	12
5.4	Entretien des structures	12
5.5	Sécurité électrique des structures	12
5.6	Résistance à la corrosion galvanique	13
5.7	Dispositifs de réglage et de montage	13
6	DISPOSITIONS RELATIVES AUX ELEMENTS STRUCTURAUX	14
6.1	Introduction	14
6.2	Classes des sections transversales	14
6.3	Épaisseurs minimales des parois des sections transversales	15
6.4	Élancements des éléments structuraux	15
6.5	Éléments composés à barrettes de liaison	16
6.6	Éléments composés à treillis	16
6.7	Éléments reconstitués soudés	16
7	CONCEPTION DES CHEMINEES METALLIQUES	17
7.1	Généralités	17
7.2	Exigences sur les épaisseurs des éléments	17
7.3	Dispositions constructives	17
8	ANALYSE STRUCTURALE	20
8.1	Généralités	20
8.2	Sensibilité des structures aux effets du second ordre	21
8.3	Dispositions particulières spécifiques à l'analyse sismique	22
8.4	Combinaisons d'actions	22
8.5	Coefficients partiels pour l'évaluation de la résistance	23
8.6	Limitation des flèches des éléments structuraux	25

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 4 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

9	DISPOSITIONS RELATIVES AUX ASSEMBLAGES	26
9.1	Généralités	26
9.2	Conception des assemblages	26
9.3	Assemblages boulonnés	30
9.4	Assemblages soudés	30
9.5	Joints boulonnés de montage des fûts des cheminées	31
10	DISPOSITIONS RELATIVES AUX DISPOSITIFS D'ANCRAGE	33
10.1	Généralités	33
10.2	Conception des dispositifs d'ancrage	34
10.3	Dispositifs d'ancrage scellés	38
10.4	Dispositifs d'ancrage scellés équipés de goujons (ou boulons) à tête	48
10.5	Dispositifs d'ancrage post-scellés par chevillage	50
10.6	Dispositifs d'ancrage post-scellés avec bêche	54
10.7	Dispositifs d'ancrage des cheminées métalliques	57
11	CLASSES D'EXECUTION DES STRUCTURES METALLIQUES	59
12	CONTENU DES NOTES DE CALCULS DES STRUCTURES METALLIQUES	59
13	CONTENU DES PLANS DES STRUCTURES METALLIQUES	60
13.1	Généralités	60
13.2	Indications à faire figurer sur les plans	60
14	REFERENCES	61
14.1	Documents de l'ASN et du CEA applicables aux ouvrages de génie civil nucléaires	61
14.2	Documents du CEA applicables aux matériels des installations nucléaires	61
14.3	Règles de conception et de construction des matériels édités par l'AFCEN	61
14.4	Eurocodes structuraux	62
14.5	Exécution des structures métalliques	63
14.6	Aciers laminés à chaud et profils creux pour la construction	63
14.7	Aciers inoxydables	64
14.8	Boulonnerie	64
14.9	Cheminées métalliques	64
14.10	Chevilles d'ancrage	64
14.11	Goujons et boulons à tête	65
14.12	Sécurité électrique	65
14.13	Autres références	65
ANNEXE 1	DESCRIPTION DES TYPES DE CHEVILLES	66

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 5 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

ANNEXE 2 – ÉQUILIBRE D'UN COIN DE BETON SOLLICITE PAR UNE BECHE	68
ANNEXE 3 – GLOSSAIRE	72

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 6 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

1 Introduction

Certains matériels mécaniques présents dans les Installations Nucléaires de Base (INB) et les Installations Individuelles (II) des Installations Nucléaires de Base Secrètes (INBS) du CEA comportent une structure en charpente métallique en acier susceptible d'être conçue et dimensionnée selon le référentiel constitué par les Eurocodes, et plus particulièrement selon l'Eurocode 3.

L'application des Eurocodes en France est contrainte par la prise en compte des Annexes Nationales (AN) qui les complètent et/ou les modifient. Comme tout règlement, les Eurocodes et leurs Annexes Nationales sont à appliquer en tenant compte de l'ensemble de leurs spécificités (combinaisons d'actions, règles, méthodes de calcul, dispositions constructives, respect de la cohérence entre les différentes normes, etc.). Leur application modifie certaines pratiques françaises antérieures dans le domaine de la construction métallique et, de ce fait, peut justifier certaines précautions afin de répondre au principe de robustesse des ouvrages qui est défini dans le guide de l'ASN référencé [ASN-2-01].

Les Annexes Nationales aux Eurocodes ont été publiées et certaines structures en charpente métallique des nouvelles installations peuvent désormais être conçues et dimensionnées en appliquant les Eurocodes. Dans ce cadre normatif et compte tenu des spécificités des ouvrages nucléaires, il convient d'appliquer tous les principes, règles et dispositions définis et détaillés par les codes utilisés, et par conséquent par les Eurocodes, complétés le cas échéant par les documents du référentiel de l'installation (RFS, Guides de l'ASN, Instructions et Recommandations du CEA, etc.).

Les dispositions particulières, définies dans les recommandations du CEA relatives à la conception et au dimensionnement parasismiques des matériels, sont également à considérer lors de la conception. Dans le cadre de l'application du référentiel normatif constitué par les Eurocodes, elles sont complétées par des dispositions complémentaires à respecter lors de la conception des structures en charpente métallique des matériels des INB et II d'INBS du CEA.

La présente recommandation a pour objet de définir des principes généraux et des dispositions complémentaires pour concevoir et réaliser des structures métalliques de matériels d'INB et II d'INBS dans le cadre de l'utilisation des Eurocodes. Il appartient à l'utilisateur en charge des études et/ou de la réalisation de ces structures de s'assurer de l'adéquation et de la cohérence du présent document avec les versions au dernier indice en vigueur des documents officiels (normes, règlements, etc.).

2 Domaine d'application

La présente recommandation s'applique aux nouvelles Installations Nucléaires de Base (INB) et Installations Individuelles (II) d'Installations Nucléaires de Base Secrètes (INBS) et aux nouveaux systèmes, structures et composants (SSC) des Noyaux Durs. Elle doit être utilisée de façon cumulative au référentiel applicable, lorsque les normes du référentiel Eurocodes sont utilisées, notamment celles qui sont référencées au chapitre 14.

La présente recommandation s'applique :

- aux structures métalliques en acier assurant le supportage ou constituant des parties de matériels mécaniques (voir note 1 infra) et ne relevant pas de codes ou normes autres que les Eurocodes,
- aux cheminées auto-stables de forme cylindrique.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 7 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Note 1 – La recommandation du CEA référencée [RSSN-50-31] précise d'une part les matériels pour lesquels le dimensionnement parasismique peut être effectué en utilisant les normes du référentiel constitué par les Eurocodes structuraux et, d'autre part, les modalités d'application de ces normes à ces matériels.

Le présent document ne doit pas être utilisé lors de la conception et du dimensionnement des ouvrages en acier suivants :

- les matériels et leurs supports, qui relèvent du RCC-M (référence [RCCM]) ou du RCC-MRx (référence [RCCMRX]), conformément à la recommandation du CEA référencée [RSSN-50-31],
- les bâtiments en charpente métallique,
- les chemins de roulement des ponts roulants,
- les cheminées autres que celles précitées,
- les appareils de levage,
- les tuyauteries et les structures les supportant,
- les matériels de ventilation et leurs supports, lorsque leur exigence fonctionnelle est l'opérabilité, la capacité fonctionnelle ou l'intégrité, et ce conformément à la recommandation du CEA référencée [RSSN-50-31],
- les structures en métal autre que l'acier (aluminium, plomb, titane, etc.),
- les réservoirs et silos,
- les peaux métalliques d'étanchéité (liners),
- les ponts, tours, mâts et pylônes,
- les structures à câbles.

3 Références normatives

L'utilisateur de la présente recommandation devra tenir compte de tout texte réglementaire, infra-réglementaire, ou encore relatif aux structures métalliques, susceptible de concerner les prestations dont il a la charge, notamment :

- les publications officielles du gouvernement français,
- les normes d'application obligatoire publiées par l'AFNOR,
- les textes des autorités de sûreté nucléaires françaises,
- les textes concernant les structures métalliques (recommandations du BNCM-CNC2M, normes et fascicules de documentation publiés par l'AFNOR, etc.), qui ne sont pas établis par le CEA.

Sans être exhaustive, la bibliographie du chapitre 14 recense à cet effet de nombreuses références utiles pour la conception des structures métalliques en acier.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 8 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

4 Caractéristiques des matériaux

4.1 Aciers laminés à chaud et profils creux pour la construction

4.1.1 Nuances et qualités des éléments structuraux

Les aciers de construction doivent être de nuance S235, S275 ou S355 (aciers de construction spécifiés dans les parties 2, 3 ou 4 de la référence [EN10025] ou, pour les profils creux, dans la référence [EN10210]). La possibilité d'utiliser les nuances S420 et S460 (aciers de construction spécifiés dans les parties 2, 3 ou 4 de la référence [EN10025] ou, pour les profils creux, dans la référence [EN10210]) doit être soumise à l'avis du CEA. L'utilisation d'une nuance d'acier supérieure à S460 n'est pas recommandée.

L'utilisation d'aciers auto-patinables (aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique spécifiés dans la partie 5 de la référence [EN10025]) et d'aciers à haute limite d'élasticité livrés à l'état trempé et revenu (aciers de construction pour produits plats spécifiés dans la partie 6 de la référence [EN10025]), n'est pas autorisée.

Les qualités d'acier doivent être conformes aux indications figurant dans les références [EN1993-1-10], [NA1993-1-10] et [NA1998-1]. Il est conseillé d'utiliser des qualités d'acier conformes à celles données dans la référence [NA1998-1] pour la classe de ductilité DCM.

Les profils creux utilisés en tant qu'éléments participant à la stabilité d'ensemble et/ou au supportage de matériels classés EIP ou EIS doivent être finis à chaud, conformes à la référence [EN10210].

L'acier de construction doit satisfaire aux exigences des références [EN1993-1-10] et [NA1993-1-10]. Lorsqu'il existe un risque d'arrachement lamellaire, c'est-à-dire lorsqu'une pièce est sollicitée à la traction dans le sens de son épaisseur, il est recommandé de choisir dans ce cas un acier de construction de classe de qualité Z35 conforme à la référence [EN10164].

4.1.2 Classes de qualité des boulons

Les boulons non précontraints doivent être conformes à la référence [EN15048-1]. Les têtes des vis et les écrous doivent comporter un marquage comportant les lettres SB et leur classe de qualité. L'utilisation des classes de qualité 4-8, 5-8 et 6-8 n'est pas recommandée compte tenu de leur faible ductilité.

Les boulons précontraints doivent être conformes à la référence [EN14399-3]. Il convient d'utiliser des boulons précontraints du système HR, de classe de qualité 8-8 ou 10-9.

Note 1 – L'utilisation de boulons précontraints du système HV n'est pas recommandée car ces boulons sont moins ductiles que ceux du système HR « noir ». Les écrous des boulons du système HV ayant une hauteur plus faible que ceux des boulons du système HR, la rupture des boulons HV intervient par arrachement des filets côté écrou alors que celle des boulons du système HR intervient par traction de la partie filetée des boulons.

Note 2 – La possibilité d'utiliser des boulons du système HRC doit être soumise à l'avis du CEA.

Lors de la conception des assemblages et ancrages des éléments d'une structure métallique, il est recommandé :

- d'utiliser pour les assemblages une classe de qualité unique pour les boulons non précontraints,
- d'utiliser pour les assemblages une classe de qualité unique pour les boulons précontraints,
- que les classes de qualité des boulons précontraints et non précontraints utilisées dans les assemblages soient différentes,
- d'utiliser une classe de qualité unique pour les boulons d'ancrage ayant le même diamètre.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 9 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Note 3 – L'utilisation de classes de qualité différentes pour les boulons non précontraints et précontraints peut s'avérer difficile dans certaines configurations et, lorsqu'il est spécifié des boulons précontraints et non précontraints de même classe, il convient dans ce cas de prévoir une disposition permettant de les distinguer lors de leur mise en œuvre.

D'autres exigences spécifiques aux tiges, goujons à tête et boulons d'ancrage sont fixées au chapitre 10 du présent document.

4.2 Aciers inoxydables

4.2.1 Nuances des éléments structuraux

Les aciers inoxydables doivent être résistants à la corrosion et conformes aux parties appropriées de la norme NF EN 10088 (références [EN10088-1], [EN10088-2], [EN10088-3], [EN10088-4] et [EN10088-5]).

Les normes référencées [EN1993-1-4], [EN1993-1-4-A1] et [NA1993-1-4] s'appliquent aux structures en acier inoxydable. Il convient notamment de choisir une nuance d'acier dans la gamme spécifiée dans la norme référencée [EN1993-1-4-A1].

Il est recommandé de choisir une nuance d'acier unique pour l'ensemble de la structure. Le choix de la nuance d'acier doit être effectué en fonction de l'agressivité de l'environnement et soumis à l'approbation du projet.

4.2.2 Classes de qualité des boulons en acier inoxydable

Les boulons utilisés dans les assemblages des structures en acier inoxydable doivent être en acier inoxydable de nuance compatible avec celle des éléments structuraux et conformes aux références [EN15048-1], [EN-ISO3506-1] et [EN-ISO3506-2]. Il est recommandé d'utiliser des nuances austénitiques.

Les têtes des vis et les écrous doivent comporter un marquage précisant les lettres SB, la nuance d'acier et leur classe de qualité.

Les boulons en acier inoxydable ne doivent pas en règle générale être précontraints.

Il est recommandé d'utiliser des boulons d'une seule nuance et de même classe de qualité pour l'ensemble des assemblages d'une même structure.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 10 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

5 Conception des structures métalliques

5.1 Généralités

Les structures métalliques doivent être conçues pour satisfaire à leurs exigences fonctionnelles qui sont définies dans la Spécification Technique d'Équipement (voir note 1 infra). Elles doivent comporter un système de contreventement apte à assurer a minima leur stabilité, leur résistance, leur aptitude au service et leur durabilité. Ce système de contreventement est constitué d'éléments horizontaux et verticaux. Dans le cas général et sauf exception caractérisée et justifiée, il doit être régulier en élévation.

Note 1 – La Spécification Technique d'Équipement est définie au paragraphe 3 de la recommandation référencée [RSSN-50-31], relative aux exigences fonctionnelles et critères de justification en situation sismique des matériels des installations nucléaires du CEA.

Des contreventements horizontaux doivent être également prévus aux différents niveaux des structures afin d'assurer leur stabilité horizontale et de maintenir latéralement les poutres vis-à-vis du risque de déversement.

Dans les plans verticaux, la stabilité est assurée par des portiques et/ou des palées de stabilité. La distribution en plan des éléments verticaux de stabilité doit être conçue pour éviter ou limiter la torsion d'ensemble des structures et, lorsque cela est possible, les éventuels bridages thermiques.

Les pieds des poteaux sont préférentiellement conçus articulés.

Note 2 – Une conception articulée permet de mieux maîtriser le comportement de la structure. Dans le cas d'une conception encastree, il convient en effet de tenir compte des raideurs en rotation de l'ouvrage supportant la structure métallique au droit des différents appuis et l'évaluation de ces raideurs doit tenir compte des incertitudes sur la rigidité de cet ouvrage et du sol (voir chapitre 8).

Les profilés métalliques ont à la fois une faible rigidité et une résistance médiocre à la torsion et il convient donc de concevoir les structures de telle sorte que la torsion des éléments structuraux soit évitée.

Pour ce qui concerne plus particulièrement la conception parasismique des structures métalliques des matériels, le concepteur tiendra compte autant que nécessaire des principes de conception et des dispositions constructives décrits pour les structures en acier de génie civil dans la référence [AFPS-2011], tout en respectant les principes et dispositions de la présente recommandation lorsqu'ils sont plus sévères.

5.2 Exigences relatives aux systèmes de contreventement

Les platelages en caillebotis ne doivent pas être considérés comme des éléments participant au système de contreventement.

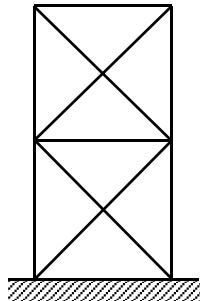
Les platelages en tôles planes, striées ou à larmes, peuvent être considérés comme des éléments participant au système de contreventement sous réserve que les panneaux tôlés soient liés entre eux et aux éléments structuraux les supportant, par boulonnage ou soudage.

Les palées de stabilité triangulées situées dans les plans verticaux doivent être conçues avec une triangulation centrée en croix de Saint André ou en vé (voir Figure 1). Les palées de stabilité à triangulation en K (voir Figure 2) ou excentrée (voir Figure 3) ou encore pour lesquelles toutes les diagonales peuvent être comprimées (voir Figure 2), ne sont pas autorisées.

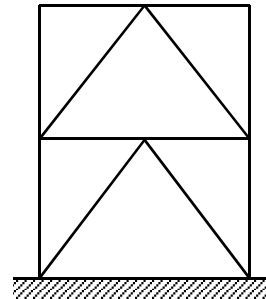
Les contreventements horizontaux peuvent être constitués par des poutres à treillis. Les panneaux triangulés des poutres à treillis utilisées en tant que contreventement horizontal doivent lorsque cela est possible comporter deux diagonales dont l'une est tendue et l'autre comprimée.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 11 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

L'utilisation d'une simple cornière ou d'un seul profilé en U en tant que diagonale d'une palée de stabilité, ou d'une poutre à treillis verticale, ou encore d'une poutre de contreventement horizontale n'est pas recommandée.

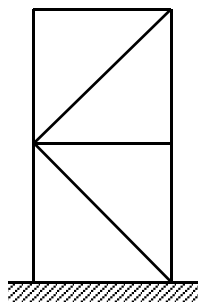


a) Triangulation en croix de St André

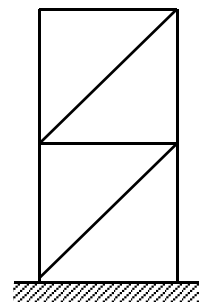


b) Triangulation en vé

Figure 1 – Palées de stabilité à triangulation centrée recommandées.



a) Palée avec triangulation en K



b) Palée avec diagonales comprimées

Figure 2 – Palées à triangulation en K ou avec diagonales comprimées (non autorisées).

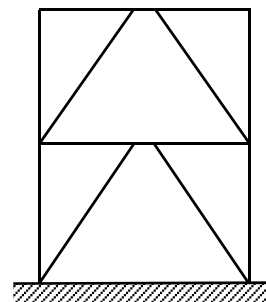
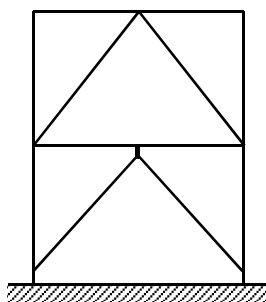


Figure 3 – Exemples de palées de stabilité à triangulation excentrée (non autorisées).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 12 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

5.3 Exigences relatives aux poutres

Les poutres sont conçues préférentiellement isostatiques afin de mieux maîtriser les reports de charges sur les éléments qui les supportent. Elles peuvent néanmoins être conçues hyperstatiques mais il convient alors de les dimensionner en tenant compte des rigidités de leurs appuis. La vérification de la résistance au déversement des poutres peut être effectuée en tenant compte de la présence des platelages à condition que les fixations de ces platelages soient dimensionnées en conséquence.

Les poutres à treillis sont préférentiellement chargées au droit de leurs nœuds. S'il n'en est pas ainsi, il convient de tenir compte de la flexion locale des membrures lors de leur dimensionnement.

Les nœuds des poutres à treillis verticales doivent être maintenus latéralement par des éléments structuraux reliés au système de contreventement. Il est toutefois acceptable de ne pas maintenir systématiquement tous les nœuds d'une membrure sous réserve que les tronçons non maintenus soient toujours tendus et ne soient pas sollicités transversalement par des charges concentrées. Les éléments de maintien ne doivent pas modifier le fonctionnement des éléments supportés par les poutres à treillis, par exemple en les rendant continus alors qu'ils ont été conçus isostatiques.

Les excentrement d'épure ne sont pas autorisés dans les poutres à treillis, que ces poutres soient horizontales ou verticales.

Les poutres en profilés du commerce ou reconstituées soudées en I doivent comporter des raidisseurs verticaux disposés de part et d'autre de leur âme au droit des points d'appui des poutres supportées qui sont fixées sur leurs semelles inférieures (voir Figure 4). Ces raidisseurs doivent être soudés sur l'âme et les semelles des poutres.

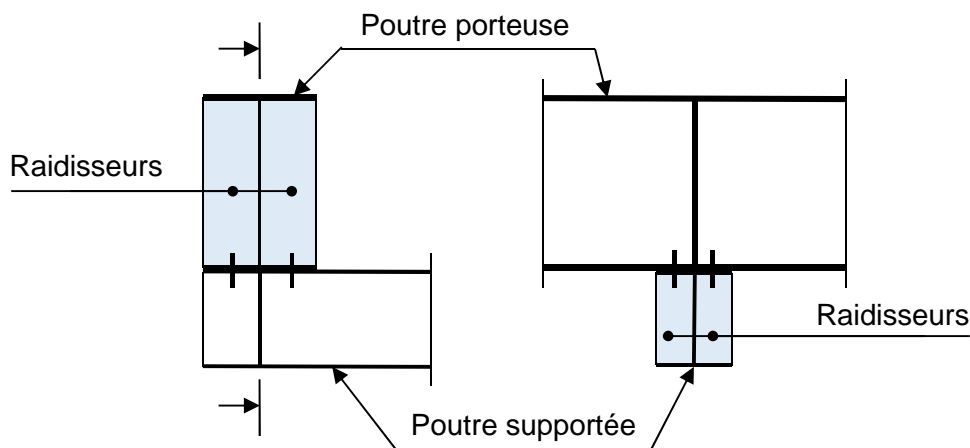


Figure 4 – Raidisseurs à prévoir au droit des appuis des poutres suspendues

5.4 Entretien des structures

La conception doit permettre l'accès, la surveillance et la maintenance de tous les éléments structuraux, y compris les ancrages et assemblages, pendant toute la durée de vie des structures.

5.5 Sécurité électrique des structures

Les structures et les éléments métalliques qu'elles supportent, doivent être mis à la terre en respectant les exigences de la référence [NF-C15-100], complétée par la référence [EN62305-3] pour ce qui concerne la protection contre la foudre. Des exigences particulières plus sévères que celles présentes dans les références précitées peuvent éventuellement être spécifiées par le projet.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 13 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

5.6 Résistance à la corrosion galvanique

La corrosion galvanique peut se produire dans un métal lorsque ce dernier est en contact avec un métal différent et que la zone de contact entre les deux métaux est exposée à un électrolyte. Ce type de corrosion est susceptible de se développer lorsque des aciers non alliés et inoxydables sont mis en contact.

Des dispositions constructives peuvent être mises en œuvre pour se prémunir du risque de corrosion galvanique, comme par exemple l'utilisation de rondelles ou de manchons isolant électriquement les métaux différents, ou encore l'application d'un revêtement approprié sur l'acier de construction non allié ou faiblement allié.

Il est cependant recommandé d'éviter lorsque cela est possible les conceptions utilisant à la fois des aciers non alliés ou faiblement alliés, et des aciers inoxydables dans une même structure.

Lorsqu'il est envisagé d'utiliser des aciers non alliés ou faiblement alliés, et des aciers inoxydables dans une même structure, un dossier spécifique de justification doit être soumis en préalable à l'avis du projet du CEA.

5.7 Dispositifs de réglage et de montage

D'une façon générique, lors de la fixation de matériels ou d'éléments structuraux sur d'autres éléments structuraux (horizontalement en surface ou en sous-face, ou encore verticalement), il convient que l'entreprise concernée prévoie systématiquement les systèmes et dispositifs permettant le réglage et le montage en tenant compte des positions réelles des liaisons aux supports selon ses plans et ses propres relevés in situ.

Pour la réalisation d'un calage entre deux éléments structuraux, l'empilage au-delà de quelques millimètres de cales métalliques n'est pas autorisé. Le système de calage retenu doit être en final rendu indéplaçable. A cet effet, il peut par exemple être rendu solidaire, après analyse préalable de compatibilité, de l'un des deux éléments structuraux. Les épaisseurs minimale et maximale du calage doivent être conçues et compatibles avec le matériau utilisé pour constituer ce calage (et le remplissage de calage le cas échéant) et les matériaux des éléments structuraux concernés.

Il convient de réaliser une analyse spécifique tenant compte de ces dispositifs de réglage lors de la justification des éléments structuraux et de leurs fixations.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 14 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

6 Dispositions relatives aux éléments structuraux

6.1 Introduction

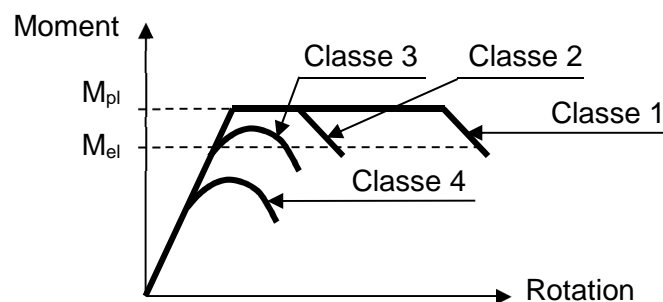
Les dispositions décrites dans les paragraphes suivants sont complémentaires aux dispositions prescrites, minimales ou calculées qui résultent de l'application des règles figurant dans les Eurocodes et, sauf cas particulier ou indication contraire, non exclusives de celles-ci.

6.2 Classes des sections transversales

Il convient de maîtriser la répartition des contraintes dans les sections transversales des éléments structuraux et, à ce titre, il y a lieu de choisir des classes de sections transversales peu sensibles au voilement local. Les classes des sections transversales sont déterminées conformément aux indications figurant dans les références [EN1993-1-1], [EN1993-1-4] et [EN1993-1-4-A1] qui définissent quatre classes de sections transversales numérotées de 1 à 4 :

- les sections transversales de classe 1 sont celles dans lesquelles peut se former une rotule plastique pouvant atteindre sans réduction de résistance la capacité de rotation requise pour une analyse plastique,
- les sections transversales de classe 2 sont celles dans lesquelles peut se développer leur moment résistant plastique, mais elles possèdent une capacité de rotation limitée à cause du voilement local de leurs parois comprimées,
- les sections transversales de classe 3 sont celles pour lesquelles la contrainte calculée dans la fibre la plus comprimée en considérant une distribution élastique des contraintes dans la section, peut atteindre la limite d'élasticité, mais pour lesquelles le voilement local est susceptible d'empêcher l'atteinte du moment résistant plastique,
- les sections transversales de classe 4 sont celles pour lesquelles le voilement local se produit avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois comprimées de la section.

Le comportement en flexion des sections transversales de classes 1, 2, 3 et 4 est illustré par les courbes moment-rotation représentées sur la Figure 5.



M_{pl} = moment résistant plastique

M_{el} = moment résistant élastique

Figure 5 – Comportement en flexion des sections transversales de classes 1, 2, 3 et 4

Les sections des éléments participant à la stabilité globale de la structure doivent être de classes 1 ou 2. Il s'agit généralement des poteaux, des traverses de portiques, des poutres à treillis, des poutres à âme pleine, des éléments constitutifs des palées de stabilité et des poutres de contreventement horizontal.

Les sections des autres éléments doivent être de classes 1, 2 ou 3 (voir note 1 infra).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 15 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Note 1 – Pour les éléments visés ci-avant qui ne sont jamais soumis à un effort normal de compression, il est possible de choisir une section ayant la forme d'un I dont l'âme est de classe 4 et les semelles de classes 1, 2 ou 3.

L'utilisation d'éléments structuraux de classe 4 et/ou dont les sections sont ouvertes et formées à froid n'est pas autorisée.

6.3 Épaisseurs minimales des parois des sections transversales

Dans le cas des aciers laminés à chaud et des profils creux pour la construction, les épaisseurs minimales des éléments structuraux et des tôles des platelages (voir notes infra) sont fixées dans le Tableau 1.

Dans le cas des aciers inoxydables, les épaisseurs minimales des éléments structuraux et des tôles des platelages (voir notes infra) sont celles fixées dans le Tableau 1 pour les éléments protégés des intempéries.

	Profilés ouverts et tôles des platelages (mm)	Profils creux (mm)
Éléments protégés des intempéries	4,0	2,5
Éléments exposés aux intempéries	5,0	4,0

Tableau 1 – Épaisseurs minimales des éléments structuraux et des tôles des platelages

Note 1 – Dans le cas des tôles striées ou à larmes des platelages, l'épaisseur fixée dans le Tableau 1 est celle de l'âme des tôles.

Note 2 – Les cornières à ailes égales doivent avoir une épaisseur au moins égale au 10^{ème} de la largeur de l'aile.

6.4 Élancements des éléments structuraux

L'élancement λ des éléments structuraux ne doit pas être supérieur à 200.

Dans les structures comportant plus de deux étages, l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ des diagonales des palées de stabilité triangulées doit respecter les conditions suivantes :

- palées triangulées en croix de Saint André : $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$
- palées triangulées en vé : $\bar{\lambda} \leq 2,0$

Où :
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

f_y est la limite d'élasticité de l'acier,

E est le module d'Young de l'acier.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 16 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

6.5 Éléments composés à barrettes de liaison

L'utilisation d'éléments composés à barrettes de liaison est déconseillée dans les zones des structures ayant des exigences spécifiques de décontamination.

Ces éléments peuvent être constitués de pièces faiblement espacées ou non, et utilisés pour réaliser des membrures, des diagonales de poutres à treillis verticales ou de contreventement horizontal.

Lorsque des cornières ou des profilés en U faiblement espacés sont utilisés pour réaliser des éléments composés à barrettes de liaison, il convient d'utiliser des cornières accolées ou disposées en croix, ou des profilés en U accolés. La largeur des ailes des cornières utilisées doit être au moins de 50 mm.

Lorsque les pièces des éléments composés sont faiblement espacées, les barrettes et les assemblages des pièces doivent respecter les exigences fixées par le tableau 6.9 de la référence [EN1993-1-1]. Il convient de disposer une barrette à chaque extrémité des éléments composés et au moins deux barrettes intermédiaires sur leur longueur. Des barrettes supplémentaires doivent être prévues au droit des points d'application de charges concentrées.

Les pièces faiblement espacées sont soit directement assemblées entre elles, soit maintenues entre elles par des barrettes. Les pièces et les barrettes sont assemblées soit par soudage, soit par des boulons précontraints ou ajustés, et ce afin qu'il n'y ait aucun jeu dans les assemblages.

6.6 Éléments composés à treillis

L'utilisation d'éléments composés à treillis est déconseillée dans les zones des structures ayant des exigences spécifiques de décontamination.

Les pièces constituant ces éléments peuvent être des profilés du commerce et/ou des profils creux. Ces pièces doivent être disposées de telle sorte que les éléments composés comportent sur leur longueur deux plans de symétrie orthogonaux entre eux. La largeur des ailes des cornières utilisées pour réaliser des pièces de treillis doit être au moins de 50 mm.

L'interruption de treillis le long d'un élément composé à treillis et les excentrement d'épure des pièces constituant les treillis, ne sont pas autorisés.

Les éléments composés à treillis doivent comporter des diaphragmes transversaux à chacune de leurs extrémités, aux nœuds d'assemblage avec d'autres éléments, et au droit des points d'application de charges concentrées. Ces diaphragmes peuvent être constitués de panneaux pleins en tôles ou de diagonales de treillis.

Les pièces constituant les éléments composés à treillis sont assemblées soit par soudage, soit par des boulons précontraints ou ajustés, et ce afin qu'il n'y ait aucun jeu dans les assemblages.

6.7 Éléments reconstitués soudés

Les dispositions suivantes s'appliquent aux éléments structuraux obtenus par soudage de profilés et/ou de tôles, comme par exemple les profilés reconstitués soudés.

Il convient d'utiliser des tôles et profilés de même nuance et de même qualité d'acier pour fabriquer des éléments reconstitués soudés.

Les cordons de soudure sont continus sur toutes les pièces assemblées par soudage. Pour les poutres reconstituées soudées de section ayant la forme d'un I, les cordons de soudure reliant l'âme aux semelles doivent de plus être symétriques.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 17 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

7 Conception des cheminées métalliques

7.1 Généralités

Les dispositions suivantes s'appliquent aux cheminées métalliques auto-stables dont le fût est de forme cylindrique et constitué de viroles assemblées par soudage.

Les viroles et autres éléments constitutifs des cheminées doivent avoir des épaisseurs suffisantes pour satisfaire aux exigences de stabilité, de durabilité et d'aptitude au service attribuées à ce type d'ouvrage.

7.2 Exigences sur les épaisseurs des éléments

Une surépaisseur des viroles doit être prise en compte dès la conception pour tenir compte de la corrosion extérieure et intérieure susceptible de se produire au cours de la vie de la cheminée. Cette surépaisseur dépend de la durée de vie de la cheminée et doit respecter les indications données dans les références [EN1993-3-2] et [EN13084-7].

Pour les viroles en acier laminé à chaud de construction, la surépaisseur totale pour corrosion, c'est-à-dire la somme des surépaisseurs extérieure et intérieure traduisant la perte d'épaisseur des viroles du fût par corrosion, ne sera pas inférieure à 3 mm. L'épaisseur des viroles, incluant la surépaisseur pour corrosion définie ci-avant, ne sera par ailleurs pas inférieure à 8 mm.

L'épaisseur des viroles en acier inoxydable ne sera pas inférieure à 5 mm.

La clause 4.2(2) de la référence [EN1993-3-2] ne s'applique pas aux cheminées du CEA pour lesquelles la surépaisseur pour corrosion est à prendre en compte sur la totalité de la hauteur des cheminées.

Les épaisseurs minimales des autres éléments (anneaux de raidissage, raidisseurs bordant les traversées, ossature des passerelles, etc.) sont définies dans le Tableau 1.

7.3 Dispositions constructives

Le fût doit être raidi par des anneaux extérieurs soudés disposés régulièrement sur la hauteur de la cheminée. Un anneau de raidissage doit être systématiquement prévu au sommet du fût. La distance verticale h entre deux anneaux de raidissage successifs doit vérifier la condition suivante :

$$h \leq 0,95 r_m \sqrt{\frac{r_m}{t}}$$

où t et r_m désignent respectivement l'épaisseur et le rayon moyen de la virole.

Les traversées dans les viroles du fût doivent être si nécessaire renforcées par des raidisseurs horizontaux et verticaux (voir Figure 6). Les longueurs des raidisseurs doivent être déterminées pour assurer une transmission adéquate des efforts entre la virole et les raidisseurs. Les angles des traversées doivent par ailleurs être arrondis.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 18 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

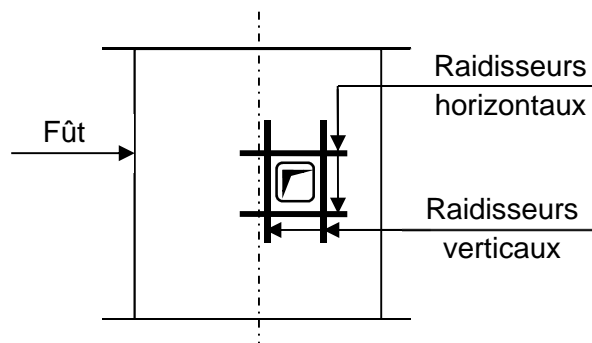
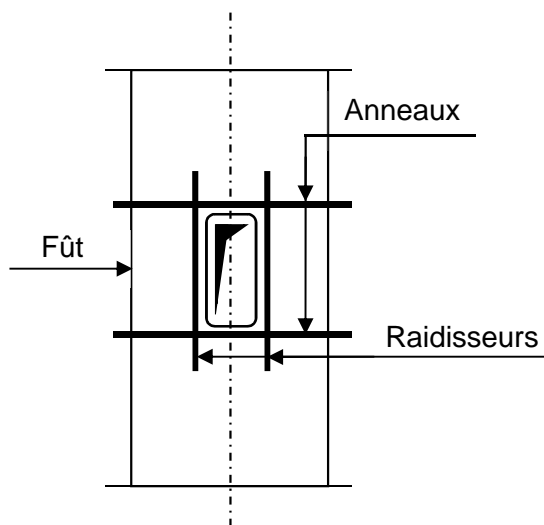


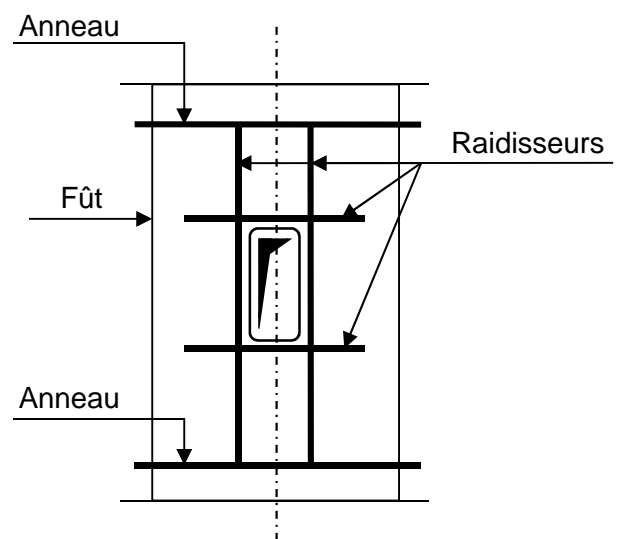
Figure 6 – Principe de raidissage des viroles autour des traversées.

Les traversées de grandes dimensions dans le fût de la cheminée, telles que les pénétrations de carreaux, trappes, trous d'homme et portes, doivent si possible être évitées. Dans le cas où de telles traversées sont nécessaires dans les viroles, ces dernières doivent être renforcées autour de ces traversées par un raidissage spécifique intégrant deux anneaux de raidissage du fût, eux-mêmes si nécessaire renforcés. Deux solutions peuvent être envisagées pour réaliser ce raidissage (voir Figure 7) :

- les raidisseurs horizontaux sont constitués par deux anneaux extérieurs de raidissage du fût et les raidisseurs verticaux relient ces deux anneaux ;
- les raidisseurs verticaux relient deux anneaux de raidissage du fût et les raidisseurs horizontaux relient les raidisseurs verticaux.



Disposition a) – Élévation



Disposition b) – Élévation

Figure 7 – Disposition des anneaux et raidisseurs autour des traversées de grandes dimensions.

Les passerelles métalliques extérieures en porte-à-faux supportées par la cheminée doivent être fixées sur le fût au droit d'anneaux raidisseurs (voir Figure 8) :

- les poutres radiales de chaque passerelle sont fixées sur un anneau de raidissage du fût,
- la poutre circulaire située à l'extrémité du porte-à-faux de chaque passerelle est supportée par des bracons liés au second anneau de raidissage du fût situé à un niveau inférieur à celui de la passerelle.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 19 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Lorsqu'il est prévu à la conception des joints boulonnés sur le fût de cheminée, il est recommandé de prévoir une passerelle sous les brides boulonnées des joints afin de les rendre accessibles et permettre ainsi leur inspection et leur maintenance et, de plus, de prévoir des dispositions fiables et robustes d'étanchéité de ces joints.

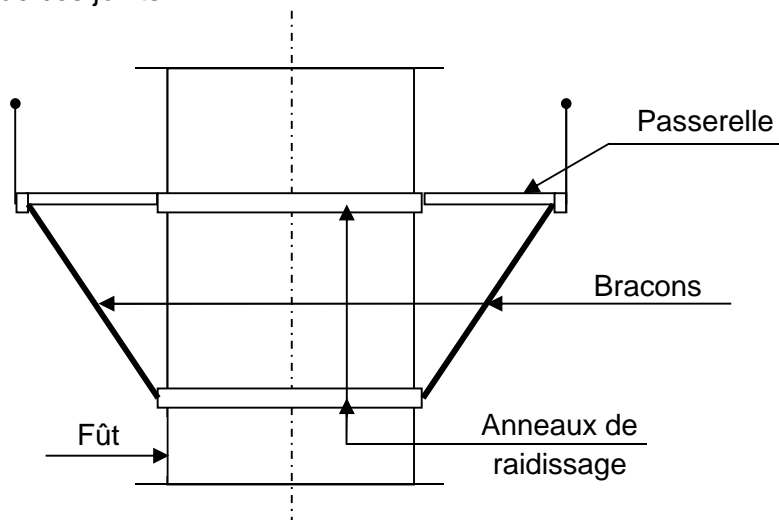


Figure 8 – Principes de conception des passerelles des cheminées.

Les dispositions relatives aux joints boulonnés des viroles du fût et aux ancrages des cheminées sont abordées respectivement aux chapitres 9 et 10 du présent document.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 20 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

8 Analyse structurale

8.1 Généralités

L'analyse structurale est réalisée en règle générale en utilisant un modèle tridimensionnel aux éléments finis de la structure métallique.

Les cheminées peuvent toutefois faire l'objet de modèles simplifiés constitués d'éléments de poutre à condition qu'elles respectent les conditions suivantes :

- a) le diamètre extérieur du fût est constant sur toute la hauteur de la cheminée,
- b) la hauteur du fût est supérieure à trois fois son diamètre extérieur,
- c) le fût comporte un nombre adéquat d'anneaux de raidissage,
- d) le fût ne comporte pas de traversées de grandes dimensions.

Les traversées considérées comme étant de grandes dimensions sont notamment les pénétrations de carneaux, les trappes, les trous d'homme et les portes. Plus généralement, une traversée doit être considérée comme étant de grandes dimensions dès lors que le diamètre circonscrit à cette dernière est supérieur ou égal au douzième du périmètre du fût de la cheminée et à 400 mm, en retenant comme valeur limite la plus faible de ces deux valeurs. Dans le cas où de telles traversées sont nécessaires dans les viroles et que les conditions a), b) et c) précédentes sont satisfaites, l'analyse structurale globale de la cheminée peut être réalisée en utilisant un modèle simplifié constitué d'éléments de poutre mais le comportement des zones où sont situées les grandes traversées doit être obligatoirement analysé en utilisant des modèles tridimensionnels locaux aux éléments finis constitués d'éléments de coque et de poutre où les traversées dans les viroles et les ossatures des passerelles sont prises en compte et les raidisseurs des traversées modélisés. Lorsque les conditions a), b), c) et d) précédentes sont satisfaites, il convient également de justifier la résistance des viroles au droit des traversées et, si nécessaire, de les renforcer localement.

L'orientation des éléments et les liaisons (articulation, encastrement) entre les éléments structuraux doivent faire l'objet d'une attention particulière lors de la modélisation. Lorsqu'un encastrement entre deux éléments est modélisé, il convient en particulier de s'assurer que ce dernier est nécessaire pour assurer la stabilité de la structure et qu'il sera bien effectif et réalisable lors de l'exécution. Les maillages d'éléments de coque doivent être réguliers, avec des éléments présentant des rapports de forme ne dépassant pas trois.

Lorsque les structures métalliques sont exposées aux intempéries, comme par exemple les cheminées, l'analyse structurale doit être effectuée en considérant deux hypothèses de rigidité, l'une correspondant à la structure non corrodée, l'autre prenant en compte les pertes d'épaisseur dues à la corrosion.

L'interaction entre la structure métallique et l'ouvrage la supportant doit être systématiquement prise en compte. Si la structure métallique comporte des liaisons encastrees sur cet ouvrage, il doit notamment être tenu compte des rigidités en rotation des appuis de la structure. Un paramétrage des raideurs en rotation de ces appuis doit de plus être effectué lors de l'analyse structurale afin de tenir compte des incertitudes sur ces raideurs. Ces incertitudes peuvent par exemple être dues à la fissuration du béton et/ou aux incertitudes sur les caractéristiques du sol de fondation. Des indications sur ces paramétrages sont données dans les références [ASN-2-01], [RSSN-50-63] et [RSSN-50-64].

Les actions des variations thermiques auxquelles peut être exposée la structure, doivent être systématiquement considérées lors de l'analyse structurale.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 21 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

8.2 Sensibilité des structures aux effets du second ordre

Les structures doivent être préférentiellement conçues pour présenter une faible sensibilité aux effets du second ordre. Cette exigence est considérée satisfaite dès lors que les conditions suivantes issues des références [EN1993-1-1] et [EN1998-1] sont respectées :

- a) sous chargements statiques ou pouvant être considérés comme tels, le coefficient α_{cr} par lequel la charge de calcul doit être multipliée pour provoquer l'instabilité élastique dans un mode global doit vérifier :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

où :

F_{Ed} est la charge de calcul exercée sur la structure,

F_{cr} est la charge de flambement critique élastique pour l'instabilité dans un mode global, calculée avec les rigidités élastiques initiales.

- b) sous chargement sismique (voir Figure 9), le coefficient θ de sensibilité au déplacement relatif entre étages doit vérifier :

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,1$$

où :

P_{tot} est la charge gravitaire totale due aux charges s'exerçant sur tous les étages situés au-dessus du niveau considéré,

V_{tot} est l'effort tranchant total à la base du niveau considéré,

d_r est le déplacement relatif entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré,

h est la hauteur du niveau, entre étages.

Dans le cas où la condition a) ne serait pas satisfaite, le coefficient α_{cr} doit être supérieur à 5 et les effets du second ordre ne peuvent pas être négligés. Dans ce cas, les effets du second ordre peuvent être pris en compte selon les méthodes décrites dans la référence [EN1993-1-1].

Dans le cas où la condition b) ne serait pas satisfaite, le coefficient θ de sensibilité au déplacement relatif entre étages doit être inférieur à 0,2 et les effets du second ordre ne peuvent pas être négligés. Dans ce cas, les effets du second ordre peuvent être pris en compte en majorant les effets de l'action sismique par le coefficient κ défini ci-après :

$$\kappa = \frac{1}{1 - \theta}$$

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 22 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

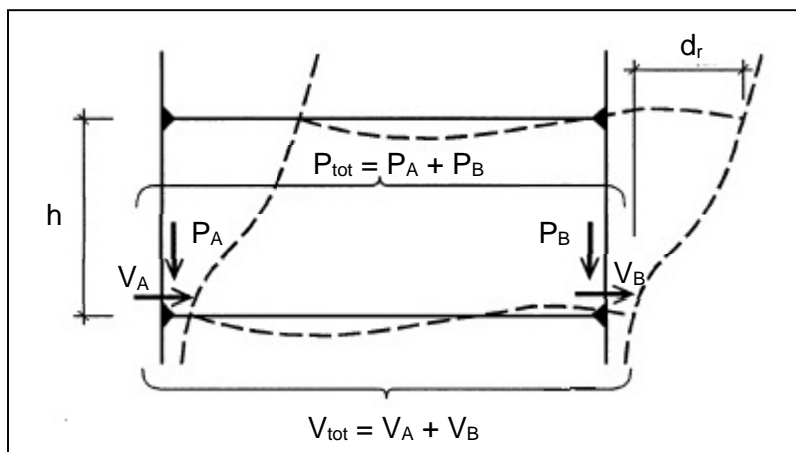


Figure 9 – Exemple de définition des paramètres intervenant dans le calcul du coefficient θ .

8.3 Dispositions particulières spécifiques à l'analyse sismique

L'étude sismique des structures doit être effectuée en respectant les recommandations relatives aux études sismiques des matériels du CEA référencées [RSSN-50-32]. Ces recommandations portent notamment sur les mouvements sismiques à considérer, la modélisation et les méthodes de calcul de la réponse au séisme des matériels.

8.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions doivent respecter les indications fournies dans les références [EN 1990] et [NA1990], éventuellement complétées par celles figurant dans la *Spécification Technique d'Équipement*.

Note 1 – La Spécification Technique d'Équipement est définie au paragraphe 3 de la recommandation référencée [RSSN-50-31], relative aux exigences fonctionnelles et critères de justification en situation sismique des matériels des installations nucléaires du CEA.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 23 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

8.5 Coefficients partiels pour l'évaluation de la résistance

La référence [EN1990] définit plusieurs situations de projet :

- situations de projet durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale de la structure ;
- situations de projet transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation ;
- situations de projet accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition ;
- situations de projet sismiques, qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

Pour ces situations, la référence [EN1990] définit des combinaisons d'actions pour la vérification des états-limites. Pour ce qui concerne les états-limites de résistance des éléments structuraux, des assemblages et des dispositifs d'ancrage, il convient de vérifier :

$$E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Où : E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions,

R_d est la valeur de calcul de la résistance correspondante,

R_k est la valeur caractéristique de la résistance correspondante,

γ_M est le coefficient partiel applicable à la résistance R_k .

Les coefficients partiels à considérer pour la vérification de la résistance sont récapitulés dans le Tableau 2. Ces coefficients sont issus :

- des références [NA1992-1-1] et [NA1998-1] pour les structures en béton,
- des références [NA1993-1-1], [NA1993-1-8] et [NA1998-1] pour les structures métalliques réalisées avec des aciers laminés à chaud et des profils creux pour la construction,
- de la référence [NA1993-1-4] pour les structures en acier inoxydable.

Les coefficients partiels donnés dans le Tableau 2 ne s'appliquent pas aux goujons à tête et aux chevilles des dispositifs d'ancrage pour lesquels ces coefficients sont fixés par les Évaluations Techniques Européennes (ETE) de ces produits.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 24 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Structures - Éléments	γ_M	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles	Situations sismiques
<u>Structures en béton :</u>				
– Résistance du béton	γ_C	1,50	1,20	1,30
– Résistance des armatures de béton armé	γ_S	1,15	1,00	1,00
<u>Structures en aciers de construction laminés à chaud – Éléments en profils creux :</u>				
– Résistance des sections transversales	γ_{M0}	1,00		1,00
– Résistance aux instabilités des éléments	γ_{M1}	1,00		1,00
– Résistance à la rupture en traction des sections transversales	γ_{M2}	1,25		1,15 ⁽¹⁾
– Résistance des boulons, soudures et plaques soumises à la pression diamétrale	γ_{M2}	1,25		1,15
– Résistance des rivets et axes d'articulation	γ_{M2}	1,25		1,25 ⁽²⁾
– Résistance au glissement des assemblages précontraints	γ_{M3}	1,10		1,10
– Résistance des nœuds d'assemblage de profils creux	γ_{M5}	1,00		1,00 ⁽²⁾
<u>Structures en acier inoxydable ⁽³⁾ :</u>				
– Résistance des sections transversales	γ_{M0}		1,10	
– Résistance aux instabilités des éléments	γ_{M1}		1,10	
– Résistance à la rupture en traction des sections transversales	γ_{M2}		1,25	
– Résistance des boulons, soudures et plaques soumises à la pression diamétrale	γ_{M2}		1,25	
– Résistance des rivets et axes d'articulation	γ_{M2}		1,25	
– Résistance des nœuds d'assemblage de profils creux	γ_{M5}		1,10 ⁽⁴⁾	
<p>(1) Lorsque la structure est dimensionnée avec un coefficient de comportement q supérieur à 1,5, le coefficient γ_{M2} doit être pris égal à 1,25 dans les éléments structuraux dissipatifs.</p> <p>(2) La résistance des rivets, axes d'articulation et nœuds d'assemblage de profils creux n'étant pas abordée dans la référence [NA1998-1], il convient de retenir les valeurs des coefficients γ_{M2} et γ_{M5} qui sont définies dans la référence [NA1993-1-8].</p> <p>(3) Les structures en acier inoxydable n'étant pas abordées dans la référence [NA1998-1], il convient de retenir les coefficients partiels γ_M définis dans la référence [NA1993-1-4].</p> <p>(4) La valeur de ce coefficient n'étant pas définie dans la référence [NA1993-1-4], il convient de le considérer égal à γ_{M0}.</p>				

Tableau 2 – Valeurs des coefficients γ_M pour les structures métalliques.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 25 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

8.6 Limitation des flèches des éléments structuraux

Les limites des flèches et déplacements données dans le présent paragraphe sont complémentaires à celles qui résultent de l'application des règles figurant dans les Eurocodes et, sauf cas particulier ou indication contraire, non exclusives de celles-ci. Par ailleurs, des exigences complémentaires particulières et/ou différentes de celles énoncées ci-après peuvent le cas échéant être demandées par le projet.

Le déplacement horizontal limite au sommet d'un poteau est égal au 200^{ème} de la hauteur de ce poteau.

Pour les poutres, les définitions des flèches w_1 , w_3 , w_c et w_{max} , et de la dimension L sont les suivantes :

w_1 est la flèche due aux charges permanentes,

w_3 est la flèche due aux charges variables,

w_c est la contreflèche de fabrication de l'élément structural non chargé,

w_{max} est la flèche maximale :

$$w_{max} = w_1 + w_3 - w_c$$

L est la portée ou la hauteur d'un élément structural.

Les flèches limites des poutres sont données dans le Tableau 3.

Éléments de portée ou de hauteur L ⁽¹⁾	w_{max}	w_3
Poutres en général	$L/250$	$L/300$
Poutres supportant des potelets secondaires ⁽²⁾	$L/400$	$L/500$
Poutres supportant des charges mobiles ⁽³⁾	$L/250$	$L/500$
<p>(1) Dans le cas des poutres en porte-à-faux, la longueur L est égale au double de la portée du porte-à-faux.</p> <p>(2) Les poteaux principaux doivent être fondés.</p> <p>(3) La flèche w_3 visée est celle due à l'action seule des charges mobiles.</p>		

Tableau 3 – Limites des flèches des éléments structuraux

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 26 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

9 Dispositions relatives aux assemblages

9.1 Généralités

Les dispositions décrites dans les paragraphes suivants sont complémentaires aux dispositions prescrites, minimales ou calculées qui résultent de l'application des règles figurant dans les Eurocodes et, sauf cas particulier ou indication contraire, non exclusives de celles-ci.

9.2 Conception des assemblages

La conception d'ensemble des structures doit être menée afin de simplifier la conception des assemblages et maîtriser leur comportement en toute situation. Les éléments structuraux doivent donc avoir des dimensions transversales suffisantes pour faciliter la conception des assemblages.

Les assemblages sont soit soudés, soit boulonnés. Les assemblages soudés sont de préférence réalisés en atelier. L'utilisation du soudage lors du montage est toutefois autorisée, mais préférentiellement pour des éléments structuraux ne participant pas à la stabilité d'ensemble. Une demande de dérogation à la règle précédente pour certaines configurations particulières peut néanmoins être soumise à l'avis du CEA.

Les assemblages semi-rigides ne sont pas en règle générale autorisés.

La transmission des efforts entre deux pièces assemblées doit être la plus directe possible et les excentrement de boulons ou de cordons de soudure sont donc déconseillés. Les excentrement de boulons ou de cordons de soudure par rapport au point d'application des efforts les sollicitant doivent être pris en compte lors du dimensionnement des assemblages.

La présence d'assemblages de diagonales de poutres de contreventement horizontal sur des poteaux doit être dans la mesure du possible évitée, ces assemblages conduisant généralement à la mise en place de grands goussets de formes pouvant être peu adaptées au transfert des efforts horizontaux.

Dans les portiques, les assemblages « poteau-poutre » ou « poutre-poutre » doivent être continus s'ils sont considérés encastrés lors de l'analyse (voir tableau 5.1 de la référence [EN1993-1-8]). Il convient par conséquent de justifier par le calcul que ces assemblages vérifient la condition sur la rigidité en rotation initiale qui est fixée dans la référence [EN1993-1-8].

Dans les nœuds « poteau-poutre » des portiques, il convient de prévoir dans les poteaux des raidisseurs horizontaux aux niveaux des semelles supérieure et inférieure de la traverse. Dans le cas où la traverse comporte à sa partie inférieure un jarret soudé (voir Figure 10), la semelle inférieure à considérer pour positionner le raidisseur inférieur du poteau est pour mémoire celle du jarret. Lorsque ces nœuds sont réalisés par des joints boulonnés avec platine d'extrémité, il peut être envisagé de prévoir des boulons extérieurs dans la zone tendue et de raidir la zone de platine en console recevant ces boulons. Il convient par ailleurs de porter une attention particulière à la résistance de l'âme du poteau qui peut être fortement sollicitée au cisaillement. La mise en place d'une doublure d'âme ou le remplacement de l'âme par une tôle soudée plus épaisse peuvent par exemple être envisagés lorsque l'âme est trop sollicitée au cisaillement.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 27 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

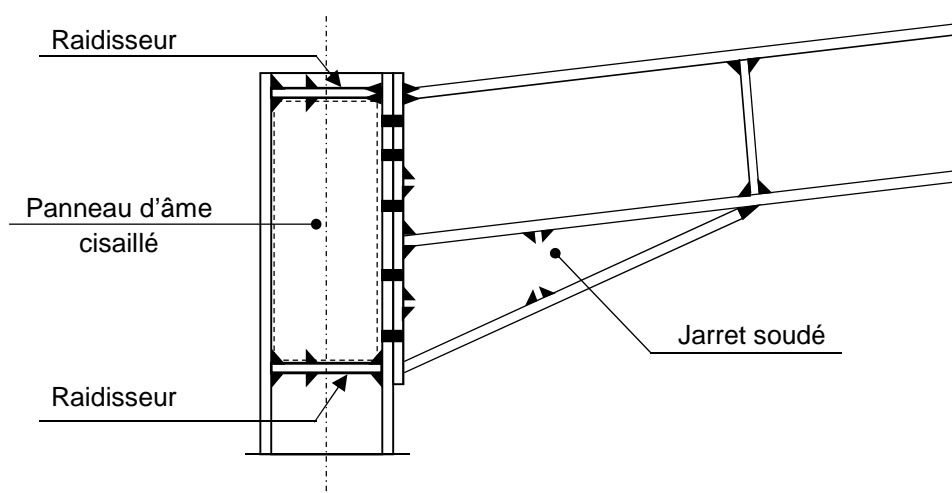


Figure 10 – Exemple d'encastrement poteau-poutre.

Il convient de raidir les âmes des poutres et des poteaux qui sont susceptibles d'être sollicitées en flexion par les fixations d'éléments structuraux assemblés sur ces poutres et poteaux.

Le dimensionnement d'un assemblage entre une poutre ou un poteau, et un gousset recevant une ou plusieurs diagonales de contreventement, doit nécessairement tenir compte de l'excentrement présent entre le plan d'assemblage et l'axe de la poutre ou du poteau sur lequel est centré l'axe de la ou des diagonales (voir Figure 11).

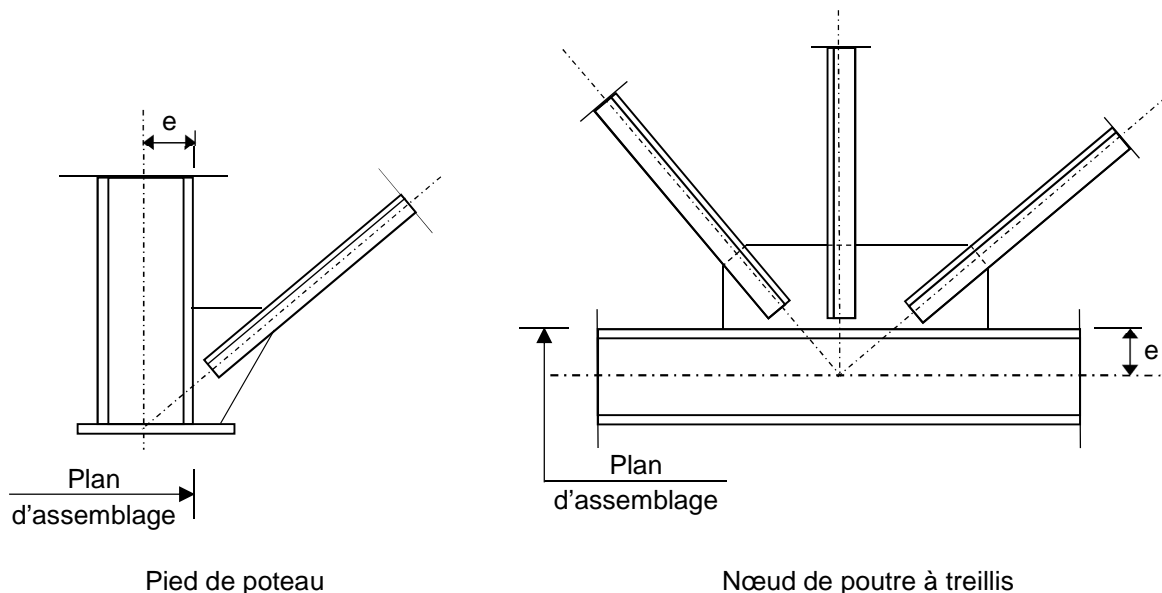


Figure 11 – Exemples d'excentrement dans des plans d'assemblages avec gousset.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 28 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Les assemblages boulonnés entre âmes de poutres sollicités par des efforts tranchants, qui sont réalisés en utilisant une paire de cornières ou une platine d'extrémité soudée sur l'âme de la poutre supportée, peuvent être considérés articulés (voir Figure 12). Lorsque les assemblages sont soumis de plus à des efforts de traction, il peut par exemple être envisagé soit de souder des raidisseurs sur les cornières, soit d'utiliser une platine comportant un nombre adéquat de raidisseurs (voir Figure 13).

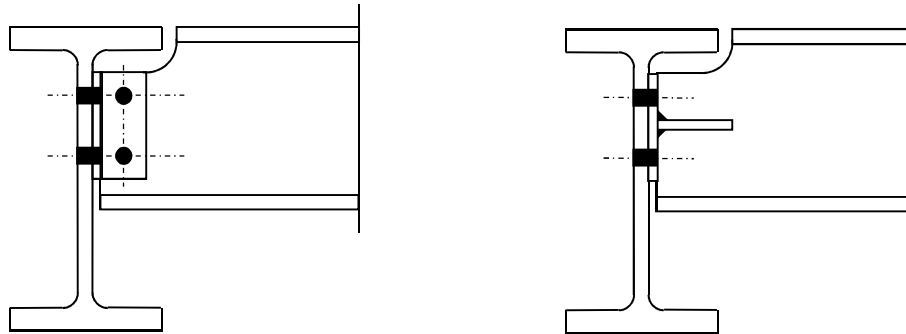


Figure 12 – Exemples d'assemblages articulés sollicités par un effort tranchant

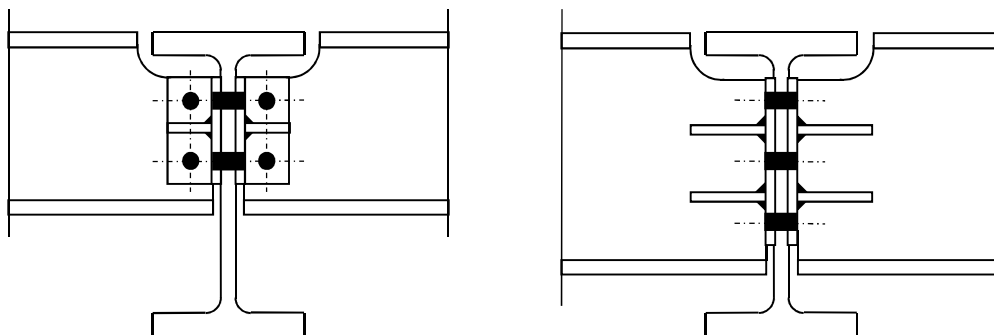


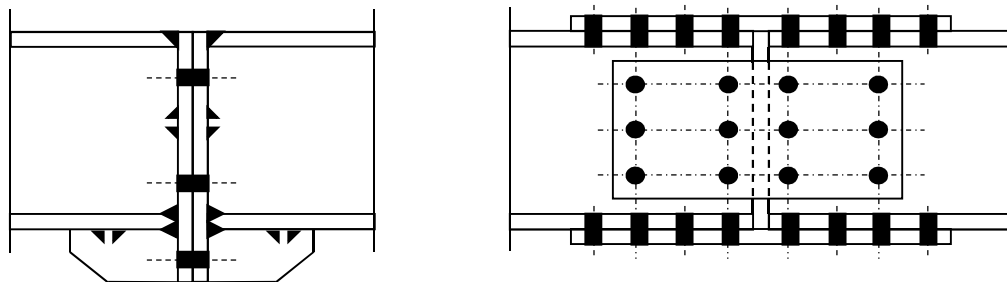
Figure 13 – Exemples d'assemblages articulés sollicités simultanément par un effort tranchant et un effort normal de traction.

Lorsque des joints de montage boulonnés sont prévus dans des poutres, la transmission des sollicitations au droit de ces joints peut être réalisée en utilisant l'une des deux dispositions suivantes :

- platines soudées aux extrémités des poutres (voir Figure 14-a),
- éclissage des âmes et des semelles des poutres (voir Figure 14-b).

L'éclissage seul des âmes peut néanmoins être envisagé lorsque la sollicitation à transmettre ne comporte qu'un effort tranchant agissant dans le plan des âmes, et un effort normal.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 29 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

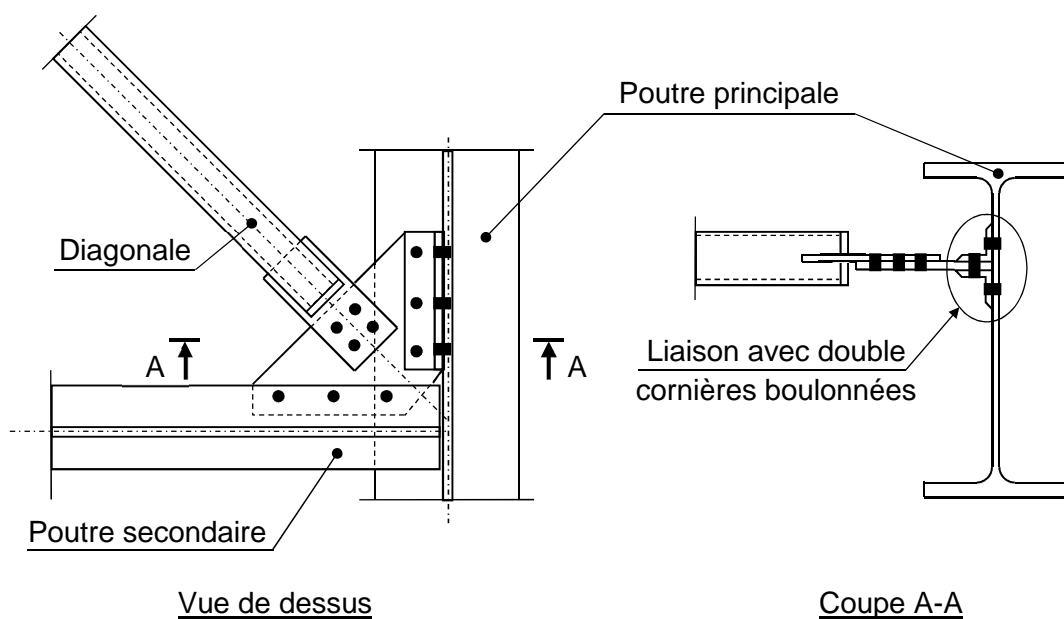


a) Joint par platines d'extrémités

b) Joint par éclisses

Figure 14 – Exemples de joints boulonnés dans des poutres.

Lorsque les goussets de fixation de diagonales de contreventement sont fixés sur des âmes de poutres par des cornières, il convient de prévoir systématiquement deux cornières pinçant chaque gousset (voir Figure 15).



Vue de dessus

Coupe A-A

Figure 15 – Exemple de fixation d'un gousset par double cornières boulonnées

Les extrémités des profils creux sont systématiquement obturées par des plats soudés. Les soudures de ces plats doivent être étanches et contrôlées par ressuage.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 30 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

9.3 Assemblages boulonnés

Les assemblages des structures constituées d'éléments en acier laminé à chaud et de profils creux pour la construction ne peuvent comporter que l'un des deux types de boulons suivants :

- boulons non précontraints avec trous ronds normaux,
- boulons précontraints avec trous ronds normaux appartenant au système HR.

L'utilisation dans un même assemblage de boulons non précontraints et précontraints n'est donc pas autorisée.

Les assemblages des structures en acier inoxydable ne comportent que des boulons non précontraints en acier inoxydable.

Les assemblages avec trous ronds surdimensionnés ne sont pas autorisés lorsque les boulons sont sollicités au cisaillement.

L'utilisation de boulons injectés avec de la résine n'est pas autorisée.

Les assemblages avec trous oblongs courts ou longs ne sont autorisés que lorsque la conception autorise un déplacement de la pièce assemblée dans la direction longitudinale des trous. La longueur des trous oblongs doit alors être justifiée.

Dans les poutres à treillis, et afin de maîtriser leurs flèches, le diamètre des trous de perçage ne doit pas excéder le diamètre du boulon augmenté d'un millimètre.

Lorsque les axes des boulons d'un assemblage ne sont pas horizontaux, et à l'exception de cas particuliers à justifier, les têtes des boulons doivent être disposées au-dessus de l'assemblage.

Les assemblages boulonnés soumis à des vibrations ou à des variations fréquentes d'efforts doivent systématiquement comporter des dispositions garantissant l'anti-desserrage des boulons, par exemple par la mise en œuvre de contre-écrous ou de freins d'écrous. Ces dispositions doivent également être appliquées aux assemblages auxquels une exigence de non-missilité est attribuée par exemple parce qu'ils sont situés au-dessus de systèmes, structures et composants importants de l'installation (par exemple des piscines, des matériels, etc.).

Les boulons ont un diamètre supérieur ou égal à 8 mm, à l'exception toutefois de ceux qui sont mis en place dans des trous oblongs courts ou longs, pour lesquels leur diamètre doit être au moins égal à 12 mm.

Tous les assemblages boulonnés comportent au moins deux boulons. Les boulons de fixation d'un élément structural sur une pièce d'assemblage ou un autre élément structural sont de même diamètre.

Dans les structures réalisées avec des aciers laminés à chaud et des profils creux pour la construction, les assemblages boulonnés d'éléments structuraux participant à la stabilité d'ensemble sont obligatoirement réalisés avec des boulons précontraints.

Dans les assemblages résistant au glissement, les surfaces de frottement des pièces en contact des assemblages précontraints sont de classes A ou B (voir tableau 17 du paragraphe 8.4 de la référence [EN1090-2] et clause 6.5.5(4) de la référence [EN1998-1]).

Pour mémoire, un assemblage par axe d'articulation n'est pas un assemblage boulonné et doit être conçu et dimensionné sur la base des indications spécifiques à ce type d'assemblage qui sont données dans la référence [EN1993-1-8].

9.4 Assemblages soudés

Les cordons de soudure sont continus sur toutes les pièces assemblées par soudage (jarrets, platines, goussets, raidisseurs, grains, boîtes à grain, bèches, etc.).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 31 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Dans les assemblages des éléments uniquement sollicités par un effort normal, le centre de gravité des soudures doit être situé sur l'axe portant l'effort normal. Lorsque la configuration de l'assemblage le permet, il est de plus conseillé d'utiliser des cordons latéraux pour assurer la transmission de l'effort normal.

Pour les aciers de construction de nuances S235, S275 et S355, l'apothème a des cordons de soudure doit vérifier :

$$a \geq \max(a_{\min 1} ; a_{\min 2})$$

où : $a_{\min 1}$ est égal à 4 mm pour les éléments exposés aux intempéries et à 3 mm dans le cas contraire ;

$$a_{\min 2} = \sqrt{t_{\max}} - 0,5 \text{ mm}$$

où t_{\max} est l'épaisseur en mm de la pièce la plus épaisse à assembler.

Il n'y a pas lieu de prévoir un apothème supérieur à celui permettant de transmettre la capacité de résistance de la tôle la plus mince assemblée.

Lorsque l'épaisseur de la tôle la plus mince à souder n'est pas trop importante, inférieure ou égale à 10 mm pour fixer les idées, il est recommandé lorsque cela est possible de retenir l'apothème permettant de transmettre la capacité de résistance de la tôle la plus mince assemblée.

Dans les pièces tendues ou fléchies et lorsque l'épaisseur de la tôle la plus mince à souder est supérieure ou égale à 16 mm, il convient de prévoir des chanfreins dans les pièces à souder et de réaliser des soudures à pleine pénétration.

9.5 Joints boulonnés de montage des fûts des cheminées

Lorsqu'il est envisagé de prévoir des joints boulonnés de montage sur la hauteur du fût d'une cheminée, la compatibilité entre ces joints et les contraintes spécifiques d'exploitation de la cheminée doit être validée par le Projet du CEA.

La continuité des viroles au droit des joints de montage est généralement assurée par des brides extérieures annulaires boulonnées entre elles qui sont soudées sur les viroles.

Les efforts de traction sont repris par les boulons qui sont situés à l'extérieur des viroles et donc excentrés par rapport aux viroles. L'effet de levier qui en résulte doit être pris en compte lors du dimensionnement des boulons.

Les brides doivent avoir une épaisseur suffisante afin de limiter au maximum la flexion des viroles. Des raidisseurs extérieurs verticaux soudés sur les brides et les viroles peuvent également être prévus pour rigidifier le joint.

La résistance à la fatigue des joints boulonnés doit être justifiée.

Les brides doivent être fixées entre elles par des boulons répondant aux principes et règles donnés dans les références [EN1993-3-2] et [NA1993-3-2]. Le constructeur doit concevoir des joints robustes et durables et, à cet effet, prévoir des boulons présentant des marges de résistance conséquentes et des dispositions permettant de garantir la non-corrosion de ces boulons. A cet égard, des boulons non précontraints sont à privilégier en cohérence avec les dispositions prévues dans la référence [NA1993-3-2]. Dans le cas des cheminées en acier laminé à chaud pour la construction pour lesquelles il serait néanmoins envisagé d'utiliser des boulons précontraints, le constructeur devra préciser toutes les précautions et dispositions constructives prévues (choix de matériau, protections spécifiques, maintenance, etc.) pour garantir l'absence de risque de corrosion sous tension des boulons pendant toute la durée de vie de l'installation.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 32 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Il convient d'équiper tous les boulons de dispositifs d'anti-desserrage. Le diamètre des boulons mis en œuvre doit être au moins égal à 16 mm et ne doit pas être inférieur à 1,25 fois le diamètre des boulons résultant du calcul.

Il peut par ailleurs être envisagé de prévoir un système robuste de reprise des efforts de cisaillement s'exerçant dans le plan du joint (pseudo-pions ou dispositifs similaires). Ce système doit alors être conçu et dimensionné pour transmettre la totalité des efforts de cisaillement, c'est-à-dire sans mobiliser les boulons de liaison. Ce système doit de plus rester compatible avec le montage et si nécessaire être réglable pour pallier tout éventuel problème d'alignement ou d'appariement des tronçons à assembler lors de la réalisation.

Un système de protection efficace, fiable et robuste des joints et ancrages empêchant la stagnation et les infiltrations d'eau doit être prévu à l'intérieur et à l'extérieur du conduit. Ce système doit de plus pouvoir être inspecté et entretenu pendant toute la durée de vie de la cheminée. Dans le cas où les contraintes d'exploitation ne permettraient pas l'accessibilité à ce système par l'intérieur de la cheminée, il conviendra de prévoir des dispositions complémentaires pour garantir la protection des joints contre les infiltrations internes d'eau et la non-corrosion des pièces de liaison.

Les brides doivent par ailleurs respecter les dispositions constructives suivantes (voir Figure 16) :

$$t_b \geq \max(1,5 d_0 ; \psi t)$$

$$c \leq 2 d_0$$

$$1,5 \max(c ; d_0) \leq e \leq 4 t_b + 40 \text{ mm}$$

$$2,5 d_0 \leq p \leq \min(7 d_0 ; 200 \text{ mm})$$

où : t_b est l'épaisseur de la bride ;

d_0 est le diamètre des trous de perçage des boulons ;

t est l'épaisseur de la virole ;

r_i est le rayon intérieur de la virole ;

e est la pince transversale ;

c est la distance entre l'axe des boulons et le nu extérieur de la virole ;

p est l'entraxe des boulons ;

ψ est un coefficient défini ci-après :

$$\psi = 5 - \frac{r_i}{50 t} \quad \text{si } 50 \leq \frac{r_i}{t} \leq 100$$

$$\psi = 4 - \frac{r_i}{100 t} \quad \text{si } 100 \leq \frac{r_i}{t} \leq 200$$

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 33 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

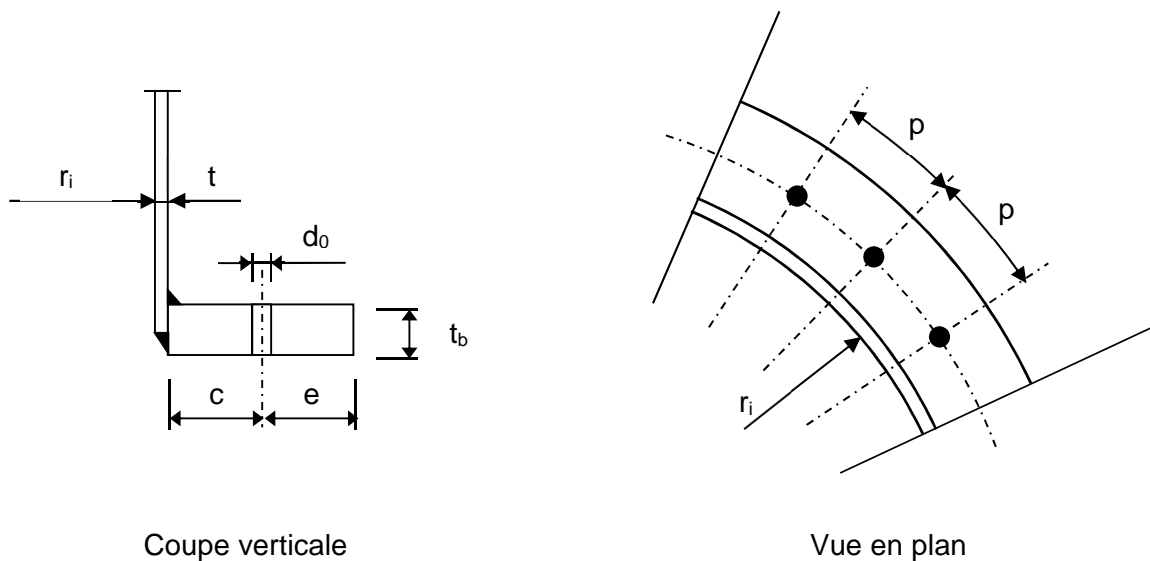


Figure 16 – Notations utilisées pour les brides.

10 Dispositions relatives aux dispositifs d'ancrage

10.1 Généralités

Les dispositifs d'ancrage peuvent être classés en trois catégories :

- les dispositifs d'ancrage pré-scellés, c'est-à-dire mis en place dans le béton avant coulage de ce dernier ;
- les dispositifs d'ancrage scellés en seconde phase, c'est-à-dire mis en place dans des réservations prévues à cet effet dans l'ouvrage en béton : ces réservations sont en règle générale ensuite remplies de mortier sans retrait une fois les pièces métalliques d'ancrage mises en place ;
- les dispositifs d'ancrage post-scellés, c'est-à-dire mis en place après réalisation des bétons. Il s'agit d'ancrages réalisés généralement par des chevilles mécaniques à application structurale ou par des tiges scellées à l'aide de mortiers spéciaux de ciment ou de résine appropriés dans des trous préforés dans le béton existant. Il est également possible de réaliser des dispositifs d'ancrage post-scellés équipés de bêches.

Les deux premières catégories de dispositifs d'ancrage sont désignées plus généralement par dispositifs d'ancrage scellés dans la suite du présent document.

Les dispositifs d'ancrage peuvent comporter :

- une plaque d'assise ou platine d'extrémité, horizontale ou verticale, scellée dans l'élément support en béton ou simplement appuyée sur ce dernier. Un ou plusieurs éléments structuraux sont directement fixés sur cette plaque en l'absence de contre-platine ;
- éventuellement une contre-platine solidaire de la précédente, sur laquelle sont fixés un ou plusieurs éléments structuraux ;
- éventuellement des raidisseurs soudés sur la platine d'extrémité et/ou la contre-platine qui permettent d'augmenter leur rigidité en flexion et de transmettre aux platines les efforts transitant dans les éléments structuraux ancrés ;

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 34 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

- éventuellement un grain d'articulation soudé sous la contre-platine et en appui sur la plaque d'assise qui est équipée d'une boîte à grain soudée transmettant les efforts horizontaux transitant dans le grain à la plaque d'assise ;
- pour les dispositifs d'ancrage scellés d'appuis d'éléments structuraux fortement sollicités, par exemple ceux contribuant à la stabilité de la structure, une bêche soudée sous la plaque d'assise, transmettant au béton les efforts s'exerçant perpendiculairement à l'axe de la bêche ;
- des tiges d'ancrages scellées en première ou seconde phase, qui transmettent les efforts de traction au béton ;
- des goujons (ou boulons) à tête soudés sur la plaque d'assise scellés en première phase, qui transmettent les efforts de traction et éventuellement de cisaillement au béton,
- éventuellement des goujons (ou boulons) à tête filetés, scellés en première ou seconde phase, qui transmettent les efforts de traction et éventuellement de cisaillement au béton,
- éventuellement des chevilles pour les plaques d'assise post-scellées, qui transmettent en totalité les efforts de traction et de cisaillement au béton.

Il convient de prévoir des dispositifs d'ancrage scellés en première ou en seconde phase dans le béton lorsque les ancrages sont fortement sollicités. Une attention particulière doit donc être portée sur le choix du type de dispositif d'ancrage lors de l'avant-projet détaillé.

Les dispositions décrites dans les paragraphes suivants sont complémentaires aux dispositions prescrites, minimales ou calculées qui résultent de l'application des règles figurant dans les Eurocodes et, sauf cas particulier ou indication contraire, non exclusives de celles-ci.

Note 1 – Les figures du chapitre 10 donnent une représentation schématique de principes de dispositifs d'ancrage d'éléments de structure métallique dans un élément horizontal en béton (dalle, massif, radier, etc.). Ces figures viennent en support des descriptions et formulations affichées et ne présupposent aucunement des détails réels (phasage de coulage des bétons, position des surfaces des bétons résistants, mortiers de réglage et remplissage sous les platines, présence éventuelle d'une chape (non représentée sur les figures), position de la surface finie, etc. Les schémas présentés dans le chapitre 10 sont par conséquent à adapter et détailler au cas par cas selon les configurations réelles, la nature de l'élément structural en béton constituant le support (dalle ou voile) et les dispositions spécifiques aux éléments concernés par le dispositif d'ancrage.

10.2 Conception des dispositifs d'ancrage

10.2.1 Généralités

La conception et le dimensionnement des dispositifs d'ancrage d'une structure métallique doivent être menés pour répondre aux exigences suivantes :

- valider l'hypothèse de fonctionnement des appuis de la structure considérée lors de l'analyse structurale (articulation ou encastrement parfait),
- assurer le transfert des sollicitations aux éléments en béton qui supportent la structure,
- présenter une ductilité et/ou une sur-résistance suffisantes.

Il convient de noter que l'hypothèse d'encastrement parfait n'est que très rarement vérifiée en pratique, du fait de la souplesse en rotation du sol, de la fondation et/ou de la structure en béton supportant la structure métallique. La prise en compte d'une telle hypothèse nécessite donc une parfaite connaissance du fonctionnement des éléments structuraux supportant la structure métallique.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 35 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Lorsqu'un équipement ou une structure est fixé sur une paroi en béton susceptible d'être soumise à des chutes de charges, il convient de respecter les dispositions d'ancrage recommandées dans la référence [RSSN-63-61].

10.2.2 Dispositifs d'ancrage articulés

La disposition consistant à prévoir une plaque d'assise d'extrémité non ou peu débordante soudée sur l'extrémité de l'élément structural à ancrer (voir Figure 17) peut être considérée comme une articulation lorsque la hauteur h_p de cette plaque est inférieure ou égale à 300 mm. S'il n'en est pas ainsi, il est également possible de valider l'articulation compte tenu de la hauteur hors-tout h_c de la section de l'élément structural, de sa rotation locale θ au point d'ancrage, de l'effort normal N_{Ed} dans ce dernier et de la hauteur h_p de la plaque d'assise.

Un dispositif d'ancrage peut être considéré comme articulé lorsque les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$h_p \leq 600 \text{ mm}$$

$$\theta h_p \leq 3 \text{ mm}$$

$$\theta h_c N_{Ed} \leq 1500 \text{ Nm}$$

où la rotation θ , exprimée en radians, est calculée en considérant l'élément structural articulé.

Pour vérifier les conditions précédentes, il convient de déterminer la rotation θ et l'effort normal N_{Ed} pour les combinaisons caractéristiques d'actions à l'état-limite de service et pour les combinaisons d'actions en situations de projet accidentelles et sismique.

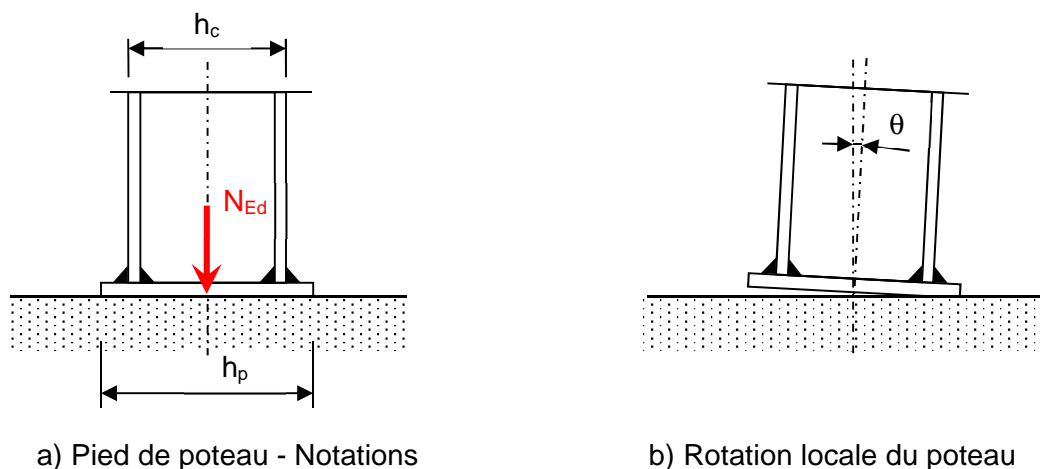


Figure 17 – Pied de poteau articulé avec platine d'extrémité (bêche non représentée).

Lorsque les conditions précédentes ne sont pas satisfaites, il convient de concevoir un dispositif plus adapté au fonctionnement de l'appui de l'élément structural. Un tel dispositif peut par exemple être constitué par une plaque d'assise épaisse mise en place lors du coulage du béton sur laquelle prend appui un grain soudé sous la contre-platine d'extrémité de l'élément structural (voir Figure 18). Dans cette configuration, il convient de prévoir des raidisseurs verticaux ou obliques en partie inférieure de l'élément structural afin de transférer directement les charges verticales sur le grain.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 36 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

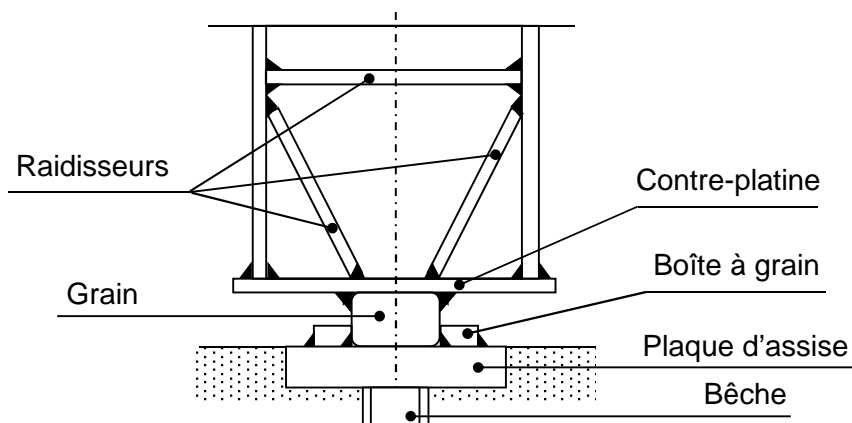


Figure 18 – Exemple de pied de poteau articulé avec grain d'extrémité et plaque d'assise.

Un pied de poteau articulé comporte normalement deux tiges d'ancrage qui sont disposées sur l'axe fort du poteau. Il est toutefois admis l'hypothèse de l'articulation lorsqu'il est prévu quatre tiges d'ancrage (voir Figure 19), mais à condition que ces tiges soient très peu espacées et disposées symétriquement par rapport à l'axe fort du poteau.

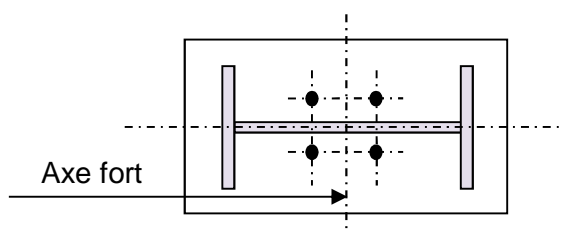


Figure 19 – Pied de poteau articulé comportant quatre tiges d'ancrage.

10.2.3 Dispositifs d'ancrage encastrés

Le dispositif d'encastrement d'un élément structural doit être très rigide pour que la rotation locale à son extrémité ancrée soit quasiment nulle.

Il peut par exemple être constitué :

- par une plaque d'assise d'extrémité épaisse raidie par des raidisseurs (voir par exemple l'ancrage représenté sur la Figure 20),
- ou, lorsque l'ancrage est très fortement sollicité, par un châssis reconstitué soudé (voir par exemple le dispositif d'ancrage représenté sur la Figure 21) comportant la plaque d'extrémité du poteau, des raidisseurs verticaux et une plaque horizontale soudée sur la partie supérieure des raidisseurs et sur l'élément structural.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 37 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

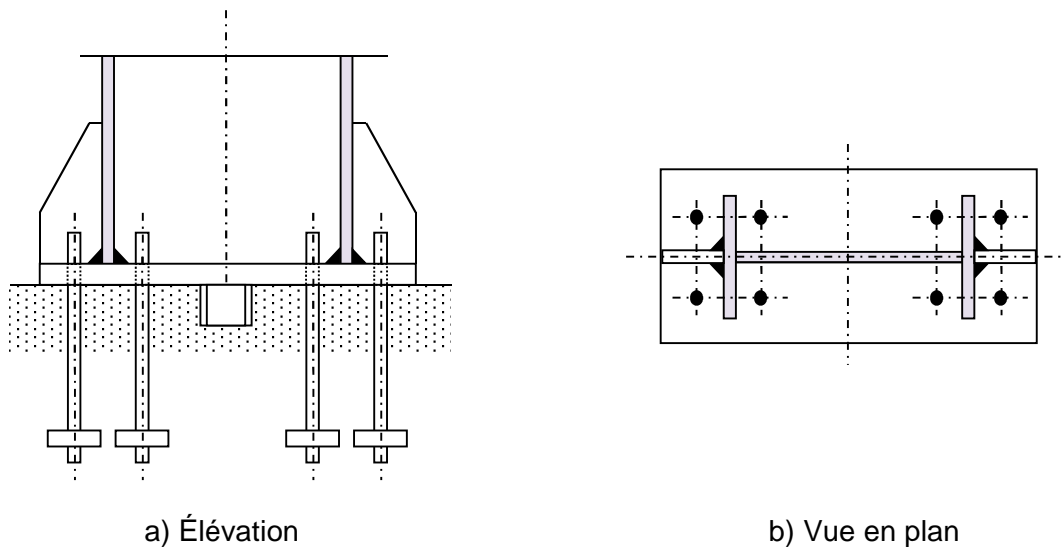


Figure 20 – Exemple d'encastrement avec platine d'extrémité raidie.

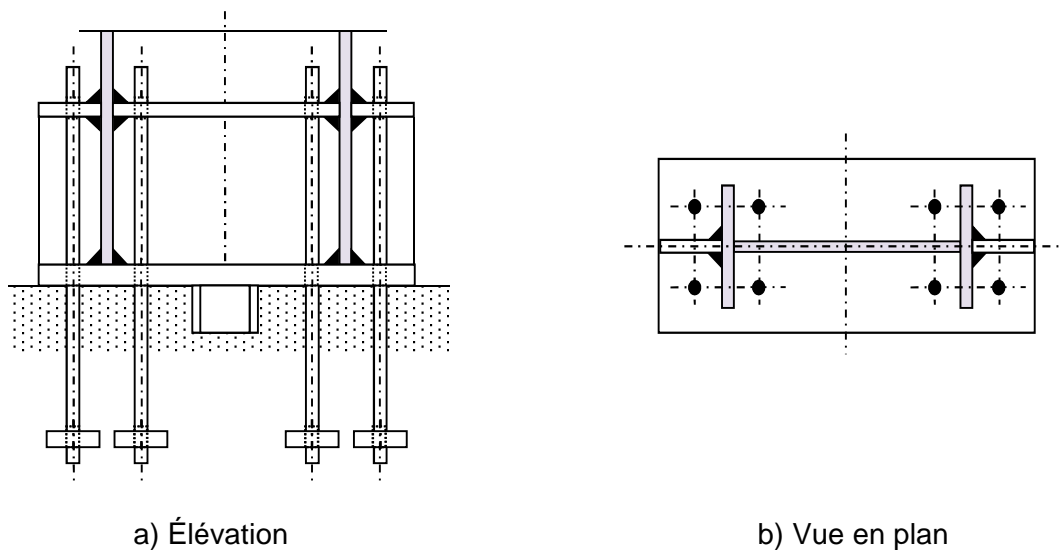


Figure 21 – Exemple d'encastrement avec châssis d'extrémité.

Note 1 – Il convient de rappeler qu'un tel système d'ancrage n'a de sens que si l'ouvrage supportant la structure métallique présente une très grande rigidité en rotation. En effet, la rotation de l'ouvrage support et celle résultant de la souplesse du système d'ancrage se cumulent et, de ce fait, la rotation globale du système peut conduire à l'obtention d'une liaison semi-rigide dont la souplesse peut modifier significativement la réponse de la structure et des matériels qu'elle supporte aux différentes actions à considérer, à la fois en termes de déplacements et de sollicitations.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 38 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

10.3 Dispositifs d'ancrage scellés

10.3.1 Transmission des efforts de traction au béton

Pour les dispositifs d'ancrage scellés décrits précédemment, les efforts de traction sont en règle générale transmis au béton par les tiges d'ancrage.

Dans le cas d'un dispositif d'ancrage encastré, il y a lieu de prévoir au moins quatre tiges d'ancrage qui doivent être disposées symétriquement par rapport aux deux axes principaux de la section de l'élément structural fixé sur la plaque d'assise.

Dans le cas où le dispositif d'ancrage est articulé, il convient de prévoir au moins deux tiges d'ancrage faiblement écartées et disposées symétriquement par rapport à l'axe longitudinal de l'élément structural à ancrer.

Les tiges d'ancrage peuvent être :

- des ronds lisses de nuances S235, S275 ou S355 comportant préférentiellement des parties filetées,
- des tiges filetées de classe 4-6, 5-6, 8-8 ou 10-9,
- des armatures à haute adhérence de nuance B500B conformes à la référence [A35-080-1] comportant préférentiellement des parties filetées,
- des goujons (ou boulons) à tête comportant une extrémité filetée,
- des goujons (ou boulons) à tête qui sont soudés sur la plaque d'assise.

La conception et le dimensionnement des dispositifs d'ancrage comportant des goujons (ou boulons) à tête relèvent de la référence [EN1992-4] et sont abordés au paragraphe 10.4.

Pour les tiges d'ancrage autres que celles réalisées à partir de goujons à tête, trois solutions peuvent être envisagées pour assurer leur ancrage dans le béton :

- a) tige équipée d'une plaque rigide d'extrémité soudée ou boulonnée (voir Figure 22-a)). Pour le dimensionnement de la plaque, il convient de considérer que l'intégralité de l'effort de traction est transmise par pression de la plaque sur le béton (clause 6.2.6.12(6) de la référence [EN1993-1-8]) ;
- b) tige comportant à son extrémité un crochet qui peut être une crosse à 180 degrés ou un coude à 90 degrés (voir Figure 22-b)). L'effort de traction est normalement transmis au béton à la fois par adhérence et effet de courroie ;
- c) tige droite (voir Figure 22-c)). L'effort de traction est transmis au béton par adhérence.

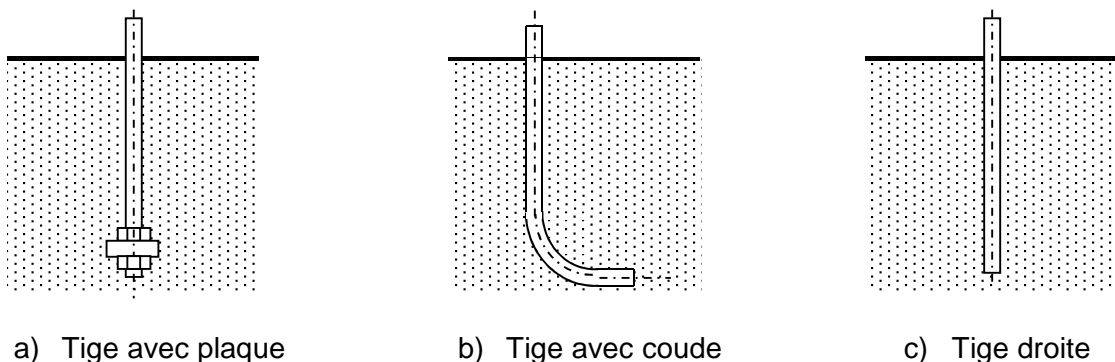


Figure 22 – Différents types de tige d'ancrage.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 39 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Pour les éléments principaux des structures métalliques, il est recommandé de prévoir des ancrages pré-scellés robustes en privilégiant la solution a). La solution b) peut également être envisagée moyennant cependant les précautions indiquées ci-après dans le présent paragraphe. La solution c) n'est pas recommandée pour l'ancrage des éléments principaux, sauf justifications particulières et précautions adéquates.

La solution a) est recommandée car elle est la plus robuste. Il est généralement préférable de maintenir les plaques par deux écrous, ce qui permet leur démontage en cas de difficulté de mise en place de ces dernières dans l'embarras du ferrailage. Dans le cas où l'ancrage est conçu avec des plaques noyées soudées, il convient de choisir des tiges d'ancrage de qualité soudable. En effet, les classes de boulonnerie conformes aux références [EN15048-1] et [EN14399-3] ne sont pas prévues pour être soudées. Lorsque les tiges d'ancrage sont proches, il est possible d'utiliser une plaque d'ancrage commune à ces tiges.

Le rayon de la plaque d'ancrage doit être déterminé pour que la pression s'exerçant sur le béton n'excède pas la résistance de calcul du béton à une pression localisée. Cette condition est satisfaite si le rayon r_p de la plaque d'ancrage est tel que l'inégalité suivante est respectée :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,c,Rd}$$

Où :

$F_{t,Ed}$ est l'effort de traction de calcul dans la tige d'ancrage,

$F_{t,c,Rd}$ est l'effort résistant de calcul du béton soumis à la pression de la plaque d'ancrage.

Pour les ancrages des structures des matériels du CEA, la solution a) doit de plus être robuste et il convient de respecter les deux conditions suivantes :

- a) Le rayon de la plaque d'ancrage doit être déterminé pour que la résistance de la tige soit inférieure à celle du béton soumis à la pression de la plaque d'ancrage. Cette condition est satisfaite si le rayon r_p de la plaque d'ancrage est tel que l'inégalité suivante est respectée :

$$F_{t,Rd} \leq F_{t,c,Rd}$$

Où $F_{t,Rd}$ est l'effort résistant de calcul en traction de la tige qui est déterminé comme suit :

- pour les tiges filetées, selon la clause 3.6 de la référence [EN1993-1-8],
- pour les tiges non filetées, selon la clause 6.2.3 (2) de la référence [EN1993-1-1], c'est-à-dire que l'effort $F_{t,Rd}$ est pris égal à la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute $N_{pl,Rd}$.

- b) La plaque d'ancrage doit être suffisamment rigide pour répartir l'effort résistant $F_{t,Rd}$ de la tige sur la totalité de la surface de la plaque en appui sur le béton. Cette condition est considérée satisfaite si l'épaisseur t_p de la plaque vérifie l'inéquation suivante (voir Figure 23) :

$$t_p \geq \max \left[d ; 3,8 \left(\frac{r_p F_{t,Rd}}{E} \right)^{1/3} \right]$$

Où : d est le diamètre nominal de la tige d'ancrage,

E est le module d'Young de l'acier : $E = 210\,000$ MPa.

La résistance des tiges d'ancrage comportant à leurs extrémités un dispositif transmettant l'effort de traction par pression sur le béton, doit être évaluée en tenant compte d'une part de l'interaction entre les différentes tiges et, d'autre part, de la distance e des tiges aux parements de l'élément en béton dans lequel elles sont ancrées. La méthode décrite dans la référence [CSTB-RYAN] peut être utilisée afin de tenir compte de ces aspects.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 40 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

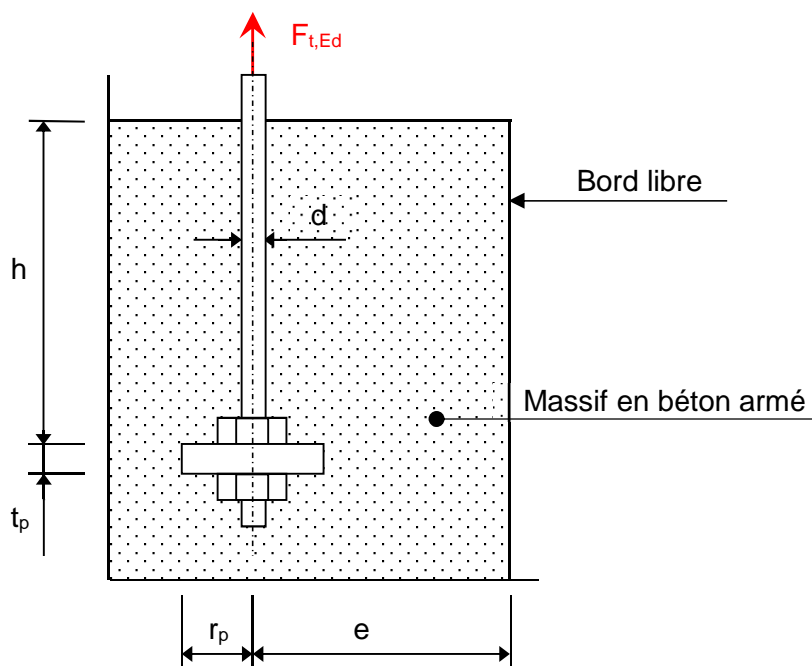


Figure 23 – Notations utilisées pour les tiges munies d'une plaque d'ancrage.

Dans la solution b) où les tiges d'ancrage sont munies de crochets, et conformément à la clause 6.2.6.12(5) de la référence [EN1993-1-8], la limite d'élasticité des boulons d'ancrage tels que définis dans la clause 3.3(1) de la référence [EN1993-1-8], ne doit pas excéder 300 N/mm².

La solution c) peut être mise en œuvre avec des tiges d'ancrage, des ronds lisses ou des armatures à haute adhérence.

Dans les solutions b) et c), et conformément à la clause 6.2.6.12(5) de la référence [EN1993-1-8], il convient de plus de dimensionner la longueur d'ancrage de telle sorte que la plastification de la tige précède la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. Le calcul de la longueur d'ancrage doit être effectué conformément aux références [EN1992-1-1] et [RSSN-50-34] en considérant l'effort résistant de calcul en traction de la tige d'ancrage $F_{t,Rd}$.

Il y a lieu de s'assurer que les efforts de traction sollicitant les tiges d'ancrage sont correctement transmis aux armatures de béton armé.

Il convient également de vérifier le non-poinçonnement de la pièce en béton soumise aux efforts de traction exercés par les tiges d'ancrage, c'est-à-dire l'absence de rupture par cône de béton. La résistance au poinçonnement doit être vérifiée conformément aux indications données dans le paragraphe 6.4 de la référence [EN1992-1-1]. Les tiges d'un même ancrage étant généralement proches les unes des autres, la résistance de l'ancrage des tiges dans le béton doit être vérifiée en tenant compte de l'effet de groupe. La justification doit de plus être effectuée en tenant compte de l'interaction entre les différents groupes de tiges d'ancrage et de la proximité des tiges des parements de la pièce en béton (voir Figure 24).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 41 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

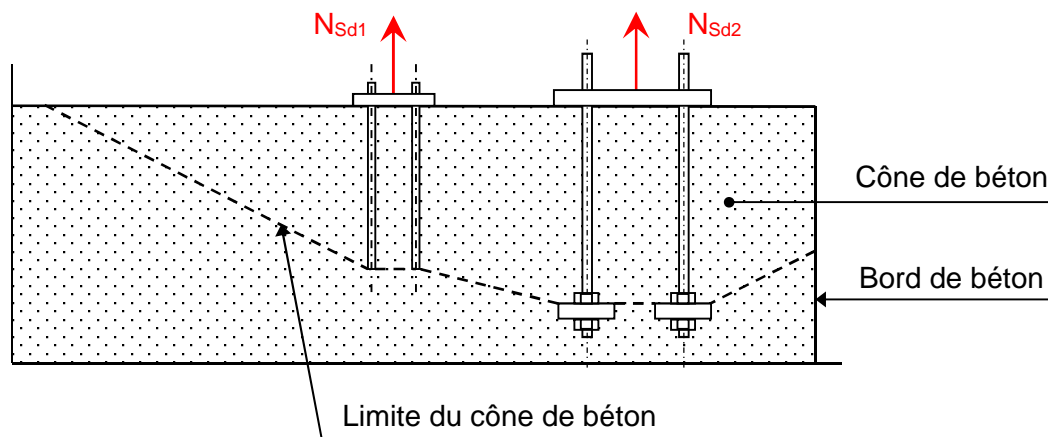


Figure 24 – Exemple d'interaction entre plusieurs groupes de tiges d'ancrage.

Lorsque les tiges d'ancrage sont mises en place dans une réservation rebouchée en seconde phase, il y a lieu d'utiliser un mortier de rebouchage sans retrait présentant une résistance caractéristique à la compression au moins égale à celle du béton mis en œuvre en première phase. Il convient par ailleurs de vérifier :

- la résistance au cisaillement des surfaces de reprise de bétonnage en tenant compte des armatures de couture traversant les parois de la réservation,
- la résistance au poinçonnement, une fois la réservation rebouchée, de la pièce en béton dans laquelle sont ancrées les tiges.

La résistance au cisaillement doit être vérifiée conformément aux indications données dans le paragraphe 6.2.5 de la référence [EN1992-1-1], en retenant des hypothèses réalistes pour ce qui concerne la rugosité des parois de la réservation et la hauteur de la réservation effectivement sollicitée au cisaillement compte tenu de la distance des tiges aux parois. Un ferrailage complémentaire permettant de transférer l'effort de traction aux parois de la réservation sur une hauteur plus importante peut également être prévu à l'intérieur de cette dernière lorsque ses dimensions sont importantes.

10.3.2 Transmission des efforts de compression au béton

Les efforts de compression s'exerçant perpendiculairement au plan de pose du dispositif d'ancrage sont transmis par pression de la plaque d'assise d'extrémité sur le béton.

Les aires des surfaces comprimées de la platine d'extrémité doivent être déterminées conformément aux indications données dans les références [EN1993-1-8] ou [CSTB-RYAN].

Lorsque l'effort de compression est transmis par un grain à la plaque d'assise, il convient de déterminer l'aire de la surface d'appui du grain, puis de diffuser cette aire dans l'épaisseur de la plaque pour évaluer l'aire effective de la surface d'appui de la plaque sur le béton. Cette évaluation peut être effectuée en considérant un angle de diffusion égal à 30 degrés par rapport au plan de la plaque d'assise.

Il est recommandé d'éloigner les bords de la plaque d'assise des parements du support en béton afin de réduire significativement le risque d'éclatement du béton. Lorsque les bords de la plaque d'assise sont proches des bords du support en béton, il convient de mettre en place dans le support un ferrailage ou un autre dispositif adéquat, par exemple des plaques disposées sur les parements et ancrées dans le béton, s'opposant à l'éclatement du béton comprimé par la plaque.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 42 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

10.3.3 Transmission des efforts de cisaillement au béton

Les efforts de cisaillement peuvent être transmis au béton soit par frottement, soit par les tiges d'ancrage, soit par une bêche. La solution par bêche est la plus robuste.

Une bêche est une pièce métallique noyée dans le béton qui est soudée sur la plaque d'assise. La transmission de l'effort de cisaillement s'effectue par pression des parois de la bêche sur le béton.

La valeur du coefficient de frottement acier-béton peut être prise égale à 0,2 (clause 6.2.2(6) de la référence [EN1993-1-8]) s'il est prévu entre la plaque d'assise et le support en béton, un calage en mortier sable-ciment sans retrait mis en place sur la totalité de la surface de la plaque d'assise et remplissant totalement le volume prévu pour le calage. Les efforts de cisaillement susceptibles d'être transmis par frottement sont donc faibles.

Les tiges d'ancrage ne peuvent pas en règle générale transmettre des efforts de cisaillement significatifs. Il est par conséquent conseillé de prévoir systématiquement une bêche sur les dispositifs d'ancrage fortement sollicités au cisaillement, par exemple ceux d'éléments participant à la stabilité de structures métalliques supportant des matériels lourds (poteaux, palées de stabilité, ancrages de poutres de contreventement horizontal sur des éléments en béton, etc.). La bêche est dimensionnée pour reprendre l'intégralité des efforts de cisaillement, en négligeant par conséquent la contribution à la reprise des efforts de cisaillement des tiges d'ancrage et des éventuelles forces de frottement se développant entre la platine d'extrémité et le béton.

Lorsque les pièces métalliques à ancrer sont peu sollicitées au cisaillement, il peut être envisagé de transmettre les efforts de cisaillement au béton soit par des goujons à tête soudés sur la plaque d'assise dans le cas d'un dispositif d'ancrage scellé (voir paragraphe 10.4), soit par des chevilles (voir paragraphe 10.5) dans le cas d'un dispositif d'ancrage post-scellé.

Une bêche peut être constituée par un profilé de section en double té, une cornière ou un carré plein du commerce (voir Figure 25), ou encore par des profilés reconstitués soudés constitués par des plats épais lorsque l'effort de cisaillement V_{Ed} sollicitant la bêche est important. Le choix de sections en doublé té du commerce ou reconstituées soudées constitue la pratique courante. Les cornières et carrés pleins sont plus rarement utilisés car l'effort susceptible d'être transmis au béton est plus faible puisque la pression sur le béton ne s'exerce dans ce cas que sur une seule face de la bêche.

L'ancrage peut être sollicité au cisaillement dans deux directions horizontales orthogonales et la bêche doit dans ce cas être conçue et dimensionnée pour transmettre au béton la totalité des efforts V_{Edx} et V_{Edy} s'exerçant dans ces deux directions.

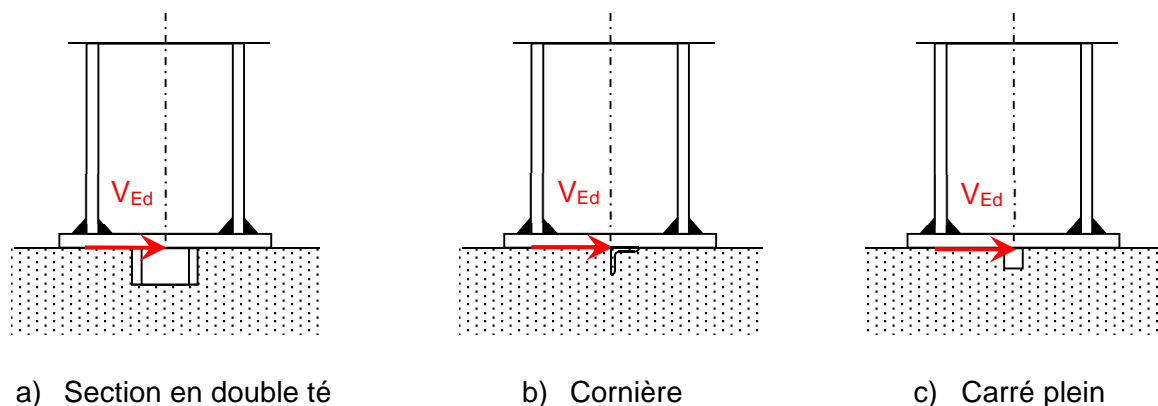


Figure 25 – Exemples de bêtes.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 43 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Sous réserve que les parois des bêtes soient suffisamment rigides, le diagramme des pressions qu'elles exercent sur le béton peut être considéré comme étant triangulaire (voir Figure 26).

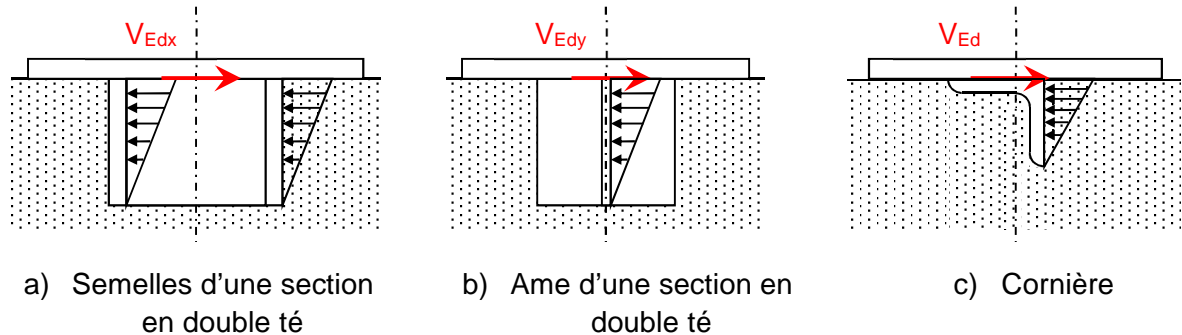


Figure 26 – Répartition des pressions sur le béton.

Les parois des bêtes transmettant l'effort de cisaillement par pression sur le béton doivent présenter une rigidité suffisante pour que la pression s'exerce sur la totalité de leur surface. Dans le cas des bêtes en profilé de section en double té sollicitées dans une seule direction (voir Figure 27), la condition précédente est considérée satisfaite dès lors que les dimensions de la bête vérifient la condition suivante :

$$b_q \leq 20 t_{fq}$$

Il est par ailleurs recommandé de disposer l'âme de la bête dans le plan de l'âme du poteau.

L'utilisation de cornières en tant que bêtes n'est pas recommandée. Cependant, dans le cas où des bêtes en cornières seraient mises en œuvre sur des dispositifs d'ancrage faiblement sollicités au cisaillement, les dimensions des cornières (voir Figure 27) doivent vérifier la condition suivante :

$$L_c \leq 10 t_c$$

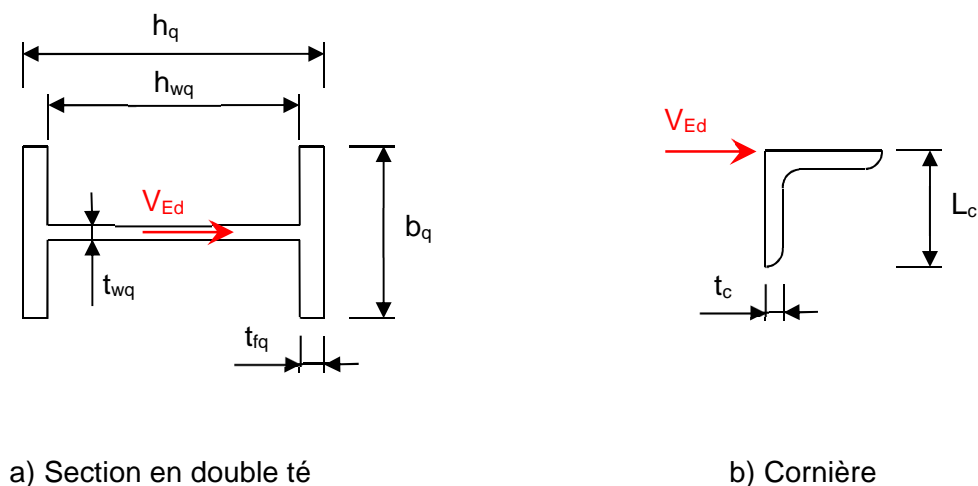


Figure 27 – Notations utilisées pour les sections des bêtes.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 44 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Lorsque la bêche est sollicitée par deux efforts de cisaillement V_{Edx} et V_{Edy} s'exerçant dans deux directions orthogonales XX et YY, une section en double té peut être retenue si l'âme de la section est en mesure de transférer au béton l'effort de cisaillement s'exerçant perpendiculairement à son plan (voir Figure 26-b)). Dans ce cas, les dimensions de l'âme doivent vérifier la condition de rigidité suivante :

$$h_{wq} \leq 30 t_{wq}$$

Dans le cas contraire, il peut être envisagé une section en double té reconstituée soudée comportant une âme épaisse ou un profil reconstitué soudé comportant des sections en double té dans les deux directions de cisaillement (voir Figure 28).



Figure 28 – Exemples de bèches comportant des sections en double té dans les deux directions.

La résultante des pressions exercées sur le béton par les parois de la bêche est excentrée par rapport au-dessous de la plaque d'assise (voir Figure 29), où s'exercent les efforts de cisaillement, et il en résulte un couple de renversement ayant tendance à soulever la bêche.

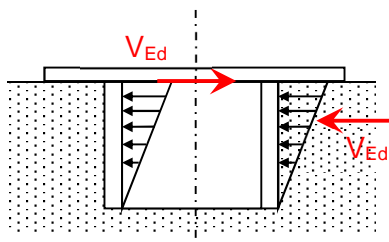


Figure 29 – Excentrement de la résultante des pressions s'exerçant sur le béton

Plusieurs types de dispositifs d'ancrage articulés comportant une bêche peuvent être rencontrés en pratique (voir Figure 30) :

- l'élément structural et la bêche sont soudés sur la plaque d'assise. La bêche est mise en place dans une réservation prévue dans le support en béton et un calage est prévu entre le support en béton et la plaque d'assise ;
- l'élément structural comporte une platine d'extrémité qui est posée sur une plaque d'assise pré-scellée sur laquelle est soudée la bêche ;
- l'élément structural repose sur une plaque d'assise généralement épaisse par l'intermédiaire d'un grain d'articulation. La bêche est soudée sous la plaque d'assise. La plaque d'assise est soit pré-scellée, soit mise en place dans une réservation prévue dans le support en béton.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 45 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

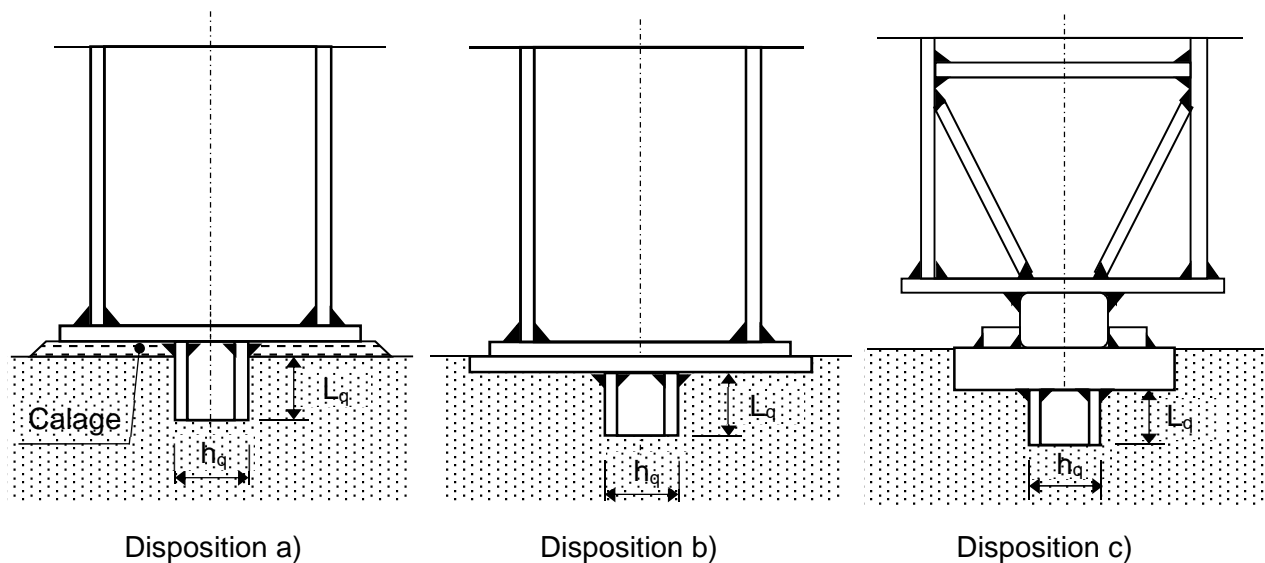


Figure 30 – Dispositifs d'ancrage articulés

Dans le cas de la disposition a), le couple de renversement est équilibré par deux efforts antagonistes secondaires $N_{sec,Ed}$, l'un de compression s'exerçant sur une semelle du poteau et l'autre de traction sollicitant la bêche (voir Figure 31). L'annexe K de la référence [CSTB-RYAN] précise dans ce cas les justifications qu'il convient d'effectuer pour démontrer la résistance de la bêche et de la base du poteau. La hauteur L_q de la bêche effectivement en contact avec le béton, c'est-à-dire ne prenant pas en compte l'épaisseur de l'éventuel calage, doit être comprise entre 60 mm et 1,5 fois la hauteur h_q de sa section.

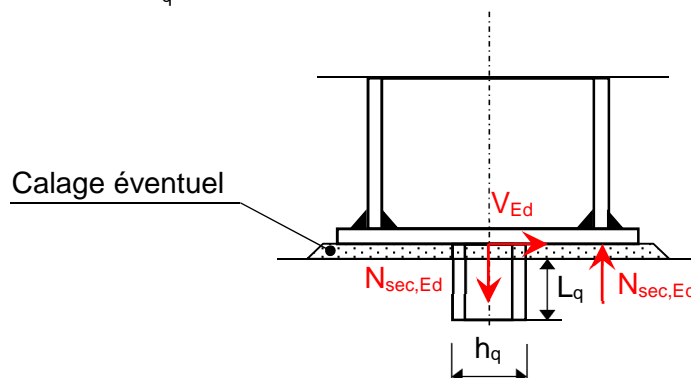


Figure 31 – Disposition a) : stabilité de la bêche assurée par des efforts secondaires

Dans le cas de la disposition b), l'effort de cisaillement est transmis à la plaque d'assise soit par les tiges d'ancrage, soit par soudage de la platine d'extrémité sur la plaque d'assise. Il convient dans ce cas de prévoir une bêche dont la section est en double té. La transmission de l'effort de cisaillement s'effectue par pression sur le béton des deux parois de la bêche. Lorsque l'effort appliqué perpendiculairement au plan de pose de l'ancrage est un effort de compression, le couple de renversement peut être équilibré par deux efforts secondaires antagonistes comme dans la disposition a). Dans le cas contraire, ce couple doit être équilibré par les forces de frottement s'exerçant entre les parois de la bêche et le béton (voir Figure 32).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 46 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

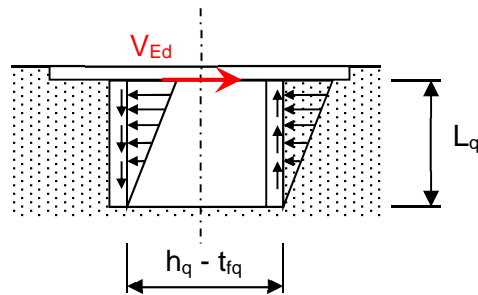


Figure 32 – Stabilité de la bêche assurée par frottement.

Le couple de renversement de la bêche C_{Ed} a pour expression :

$$C_{Ed} = V_{Ed} L_q / 3$$

La force verticale de frottement qui s'exerce sur chaque paroi de la bêche est :

$$F_r = \varphi V_{Ed} / 2$$

Où φ est le coefficient de frottement acier-béton. La valeur de ce coefficient est prise égale à 0,4 dans la mesure où la bêche est noyée dans le béton.

Le couple C_{Ed} est complètement équilibré par les forces de frottement lorsque l'inégalité suivante est satisfaite :

$$F_r (h_q - t_{fq}) > C_{Ed}$$

Soit :

$$L_q < 0,6 (h_q - t_{fq})$$

Dans le cas de la disposition c), l'effort de cisaillement est transmis à la plaque d'assise soit par frottement entre cette dernière et le grain, soit par butée du grain sur la boîte à grain. Dans la seconde hypothèse, le couple de renversement au niveau de la sous-face de la plaque d'assise a donc pour expression :

$$C_{Ed} = V_{Ed} \left(t_a + t_b + \frac{L_q}{3} \right)$$

Où t_a et t_b sont respectivement l'épaisseur de la plaque d'assise et la hauteur de la boîte à grain.

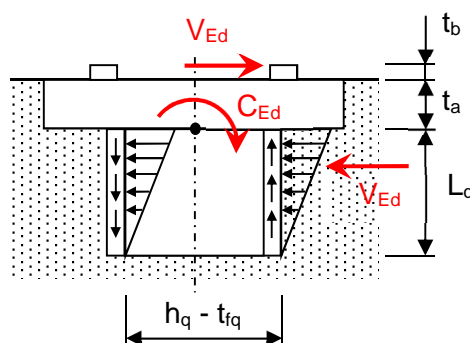


Figure 33 – Couple de renversement en sous face d'une plaque d'assise.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 47 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Les plaques d'assise sont en règle générale épaisses et il peut en résulter un couple de renversement significatif dans la section d'encastrement de la bêche sur la plaque. Le couple C_{Ed} est complètement équilibré par les forces de frottement vertical entre le béton et les parois de la bêche, lorsque l'inégalité suivante est satisfaite :

$$F_r (h_q - t_{fq}) > C_{Ed}$$

Soit :

$$L_q < 0,6 (h_q - t_{fq}) - 3(t_a + t_b)$$

Si l'inégalité précédente n'est pas satisfaite, le couple résultant, c'est-à-dire celui prenant en compte l'effet favorable du frottement entre la bêche et le béton, doit être repris par des tiges d'ancrage liées à la plaque d'assise et scellées dans le béton (voir Figure 34). La plaque d'assise est dans ce cas équipée de ses propres tiges d'ancrage (indépendantes de celles de l'ancrage de l'élément structural) dont le rôle est d'éviter le renversement de la plaque d'assise et si nécessaire de s'opposer à l'éclatement du béton comprimé par la bêche. Ces tiges peuvent être soit soudées sur la plaque (cas de la Figure 34), soit vissées dans la plaque.

Il peut également être envisagé de tenir compte de l'épaisseur de la plaque d'assise pour transmettre une partie de l'effort de cisaillement au support en béton. Ce mode de fonctionnement nécessite la mise en place d'un ferrailage adéquat dans l'épaisseur de la plaque d'assise et de considérer que le béton d'enrobage des armatures ne participe pas à la résistance.

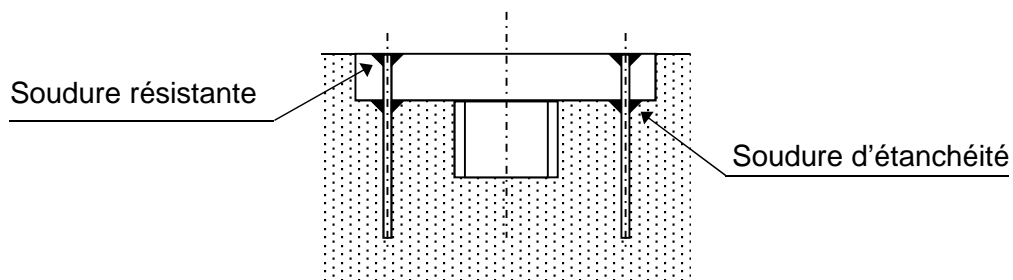


Figure 34 – Plaque d'assise équipée de tiges d'ancrage.

Il convient :

- de vérifier la résistance à l'éclatement du coin de béton comprimé par la bêche. Sa résistance peut être assurée soit par le béton tendu, soit par la mise en place d'un ferrailage devant la bêche, soit par la plaque d'assise lorsque ses dimensions et sa résistance permettent d'assurer le confinement du béton. La justification du non-éclatement du béton peut être effectuée par les méthodes décrites en Annexe 2. Dans le cas où la plaque d'assise assure ce confinement, il convient si nécessaire d'en tenir compte lors de son dimensionnement et de celui des tiges qui assurent son ancrage dans le béton ;
- de prévoir dans le cas des massifs recevant des ancrages, des armatures transversales dans la hauteur des bêches reprenant les efforts de cisaillement, afin de mettre correctement en charge ces massifs.

Note 1 – Il convient lors de la conception de prévoir des éléments support en béton présentant des dimensions suffisantes pour mettre en place correctement les dispositifs d'ancrage et les ferrillages nécessaires à la transmission des efforts dans ces éléments. Pour ce qui concerne plus spécifiquement les bêches, il est recommandé de prévoir une distance suffisante entre les parois de la bêche et les parements du support en béton pour limiter le risque d'éclatement du béton et, de ce fait, conférer de la robustesse à la zone de transfert des efforts de cisaillement au béton.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 48 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

10.4 Dispositifs d'ancrage scellés équipés de goujons (ou boulons) à tête

10.4.1 Introduction

Ces dispositifs peuvent être constitués d'une platine sur laquelle sont soudés des goujons à tête (voir Figure 35-a) et éventuellement une bêche (voir Figure 35-b). Ils peuvent également être constitués de goujons (ou boulons) à tête comportant une partie filetée permettant la fixation des platines en seconde phase.

Les dispositifs munis de goujons à tête soudés sur une platine ou comportant une partie filetée, sont le plus souvent mis en place avant le coulage du béton et donc pré-scellés. Ils peuvent éventuellement être mis en place dans une réservation qui est rebouchée en seconde phase par du mortier sans retrait.

Les éléments structuraux et des raidisseurs éventuels des platines sont généralement soudés sur la platine après réalisation de la structure en béton.



a) Efforts de cisaillement repris par les goujons b) Efforts de cisaillement repris par la bêche

Figure 35 – Dispositifs d'ancrage avec goujons à tête soudés sur une platine.

10.4.2 Exigences sur les matériaux

Les goujons à tête soudés sur une platine doivent être de type SD selon la norme référencée [EN-ISO13918].

Les goujons à tête filetés ou soudés sur une platine, ou les dispositifs d'ancrage comportant des goujons à tête, relèvent d'un document d'évaluation européen EAD (European Assessment Document) et doivent donc posséder une Évaluation Technique Européenne (ETE). Ils doivent de plus être adaptés à une utilisation dans du béton fissuré.

Lorsque les goujons à tête sont soudés sur les platines, il convient de se prémunir du risque d'arrachement lamellaire et il est recommandé de réaliser les platines avec un acier de construction de classe de qualité Z35 conforme à la référence [EN10164].

Lorsque les dispositifs d'ancrage équipés de goujons ou boulons à tête sont soumis à des sollicitations sismiques, ces dispositifs doivent relever d'un EAD spécifiant une utilisation sous chargement sismique et posséder une ETE autorisant leur utilisation sous chargement sismique.

Pour les structures métalliques soumises à des sollicitations sismiques, il convient de ne pas utiliser de dispositifs d'ancrage équipés de goujons ou boulons à tête dont les ETE ne spécifient pas une utilisation sous chargement sismique. En particulier et sans être exhaustif, tous les dispositifs d'ancrage relevant des EAD référencés [EAD330084] et [EAD330924] ne peuvent être utilisés que lorsque qu'ils sont soumis à des chargements statique et pseudo-statique.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 49 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

La référence [EOTA-TR49] définit pour les chevilles métalliques deux catégories de performance notées C1 et C2 auxquelles sont associés des essais de qualification spécifiques. Pour la catégorie C1, les essais permettent de garantir la capacité de résistance de chevilles métalliques mises en place dans du béton fissuré où l'ouverture des fissures n'excède pas 0,5 mm. Pour la catégorie C2, les essais permettent de garantir à la fois les capacités de résistance et de déformation de chevilles métalliques disposées dans du béton fissuré où l'ouverture des fissures n'excède pas 0,8 mm. Cette classification de la performance sismique des chevilles métalliques est reprise dans la norme référencée [EN1992-4] et s'applique aux goujons à tête.

Pour les structures métalliques concernées par le présent document, il convient d'utiliser des goujons à tête de catégorie C2. Les goujons à tête susceptibles d'être soumis à des sollicitations sismiques doivent par conséquent posséder une ETE précisant qu'ils sont de catégorie C2 et indiquant les caractéristiques techniques nécessaires à leur dimensionnement en situation sismique.

10.4.3 Référentiel de dimensionnement des goujons à tête

Le référentiel de dimensionnement des goujons à tête est constitué par la norme référencée [EN1992-4] (voir note 1 infra) et les ETE les concernant.

Les coefficients partiels définis dans le tableau 4.1 de la norme référencée [EN1992-4] doivent être remplacés par ceux donnés dans les ETE.

Note 1 – Il convient de noter que les clauses C1(2) et C2(2) et le paragraphe C4 de l'annexe C de la norme référencée [EN1992-4] ne sont pas applicables aux installations nucléaires du CEA.

10.4.4 Conception et dimensionnement des dispositifs d'ancrage

Lorsque la platine est équipée d'une bêche suffisamment rigide, les efforts de cisaillement sont repris par cette dernière et les goujons à tête ne reprennent que des efforts de traction. La bêche est alors conçue et dimensionnée selon la méthode décrite au paragraphe 10.3.3.

Le risque d'interaction susceptible de se produire entre des goujons à tête appartenant à des dispositifs d'ancrage distincts proches les uns des autres, doit être examiné et des dispositions doivent être prises pour s'en prémunir lors de la conception (voir Figure 36). Aussi, les concepteurs concernés par les études et/ou la réalisation des dispositifs d'ancrage doivent tenir compte du risque d'interaction avec des dispositifs d'ancrage voisins, que ces derniers soient de leur propre responsabilité ou non. Pour ceux ne relevant pas de leur responsabilité, les concepteurs doivent nécessairement se coordonner avec le Projet du CEA afin de tenir compte des dispositifs d'ancrage existants ou projetés situés à proximité des dispositifs d'ancrage les concernant. Aussi, lorsque deux dispositifs d'ancrage indépendants sont proches l'un de l'autre, et afin de se prémunir de tout risque d'interaction entre les goujons à tête des deux dispositifs, il est recommandé que la valeur de la distance minimale S_{min} séparant les goujons à tête d'une platine de ceux de l'autre platine soit au moins égale à la valeur la plus élevée $S_{cr,N}$ des distances $S_{cr,N,j}$ données dans les ETE des goujons à tête des deux platines, majorée de 20 % :

$$S_{min} \geq 1,2 S_{cr,N}$$

$$S_{cr,N} = \max(S_{cr,N1} ; S_{cr,N2})$$

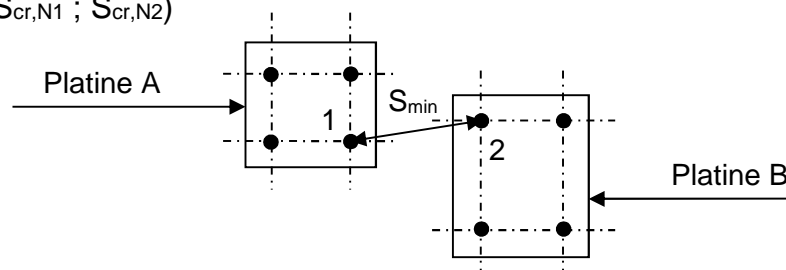


Figure 36 – Distance minimale entre goujons à tête de dispositifs d'ancrage mitoyens

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 50 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Note 1 – La méthode de calcul des goujons à tête, qui est définie dans la norme référencée [EN1992-4], n'est valide que pour certaines configurations d'ancrage et uniquement dans le cas d'un groupe de goujons à tête assurant l'ancrage d'une seule platine. La configuration illustrée par la Figure 36, dans laquelle le groupe de goujons à tête assure l'ancrage de deux platines, ne peut par conséquent être justifiée qu'en étudiant séparément les deux platines, mais à condition qu'il n'y ait pas d'interaction entre les goujons à tête des deux platines.

La distribution des sollicitations dans les goujons à tête est déterminée conformément à la théorie de l'élasticité, à partir des torseurs de sollicitations appliqués sur l'élément à ancrer. Lorsque les goujons à tête sont soumis à des chargements sismiques, il convient donc d'appliquer la méthode de dimensionnement élastique définie dans l'option a2) « Calcul élastique » de la clause 9.2(3) et rappelée dans la clause C.3(2) de l'annexe C de la norme [EN1992-4].

Lorsque la platine est équipée d'une bêche, il convient de tenir compte des couples de renversement additionnels dus à l'excentrement du point de transmission des efforts de cisaillement au béton.

Les dispositifs d'ancrage sont mis en place dans des supports en béton armé. Comme pour les ancrages pré-scclés ou scclés en seconde phase, il convient de vérifier que les efforts exercés par les goujons à tête sur le support en béton sont correctement transmis à ce dernier.

Note 2 – Bien que le fascicule de documentation référencé [P06-029] relatif aux ancrages dans le béton ne soit pas applicable aux installations nucléaires, la justification de la résistance du support en béton peut néanmoins être effectuée sur la base des méthodes décrites dans le chapitre 9 de ce fascicule.

10.5 Dispositifs d'ancrage post-scclés par chevillage

10.5.1 Introduction

Les chevilles métalliques à application structurale sont des éléments de fixation permettant de réaliser des liaisons résistantes entre des pièces métalliques et des éléments structuraux en béton déjà réalisés. Les chevilles sont mises en place dans des trous préforés dans le béton et elles y sont ancrées par expansion, par verrouillage ou par scellement.

Les chevilles ne sont pas en mesure de résister à de fortes sollicitations et leur résistance dépend fortement de l'état et de la géométrie du support en béton dans lequel elles sont ancrées. Il est donc conseillé d'avoir recours lorsque cela est possible à des ancrages pré-scclés ou scclés en seconde phase.

Lorsqu'une structure en béton soumise à l'action d'un séisme est dimensionnée dans le domaine post-élastique, l'implantation de fixations chevillées dans les zones critiques de cette structure n'est pas autorisée.

La réalisation d'ancrages post-scclés dans des parois assurant une protection radiologique n'est pas en règle générale autorisée et doit être soumise à l'avis du CEA.

Lorsqu'il est envisagé d'utiliser des ancrages post-scclés par chevillage, il convient de respecter les principes de conception et de dimensionnement énoncés dans le présent chapitre et les différents textes cités en référence.

10.5.2 Recommandations pour le choix des chevilles

Il existe deux groupes de fixations métalliques post-scclées à application structurale :

- les fixations mécaniques qui sont définies dans la référence [EAD330232] et regroupent les différents types de chevilles à fixation mécanique et les vis à béton,
- les fixations par scellement qui sont définies dans la référence [EAD330499] et regroupent les différents types de chevilles à scellement.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 51 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Les vis à béton ne sont pas autorisées pour les ancrages des structures métalliques concernées par le présent document.

Il existe quatre types de chevilles métalliques à application structurale qui sont rappelés ci-après :

- les chevilles de type A, à expansion par serrage à couple contrôlé,
- les chevilles de type B, à expansion par déformation contrôlée (ou par frappe),
- les chevilles de type C, à verrouillage de forme,
- les chevilles de type D, à scellement.

Ces différents types sont plus amplement décrits en Annexe 1. Il convient de noter que les tiges filetées post-scellées à l'aide d'une résine sont des chevilles de type D.

Les chevilles doivent posséder une Évaluation Technique Européenne (ETE) conformément à la référence [EAD330232] pour les chevilles de type A, B ou C et conformément à la référence [EAD330499] pour les chevilles de type D. Elles doivent de plus obligatoirement être adaptées à une utilisation dans du béton fissuré.

Lors du choix d'un type de cheville, il est conseillé de respecter les recommandations suivantes :

- les chevilles de type B ne doivent pas être utilisées lorsque l'ancrage est soumis à des sollicitations sismiques ;
- les chevilles de type D, dont le scellement est réalisé par une résine, ne peuvent généralement pas être utilisées dans des locaux où la température en situation normale d'exploitation ou accidentelle est supérieure à 40°C (notamment en situation d'incendie) et/ou lorsqu'elles sont soumises à des radiations. Il convient donc de vérifier si le produit de scellement est adapté à la situation rencontrée ;
- les chevilles de types B et D ne sont pas autorisées dans les zones difficilement accessibles des installations. Il convient d'utiliser dans ces zones des chevilles de type C lorsque les ancrages sont soumis à des sollicitations sismiques et/ou à des forces statiques dont la résultante est supérieure à 150 daN ;
- lorsqu'il est envisagé de choisir des chevilles de type A (voir Annexe 1), il est préférable d'utiliser des chevilles à entretoise (type A1). Les chevilles de type goujon (type A2) peuvent néanmoins être retenues à condition toutefois de contrôler systématiquement leur profondeur d'enfoncement dans le béton lors de leur pose.

Lorsque les chevilles sont soumises à des sollicitations sismiques, leur ETE doit autoriser leur utilisation sous chargement sismique conformément à la référence [EAD330232] pour les chevilles de type A ou C, et à la référence [EAD330499] pour les chevilles de type D. Elles doivent de plus respecter les exigences définies dans la référence [EOTA-TR49] et être dimensionnées en utilisant la méthode de calcul décrite dans la référence [EN1992-4].

La référence [EOTA-TR49] définit pour les chevilles deux catégories de performance notées C1 et C2 auxquelles sont associés des essais de qualification spécifiques. Pour la catégorie C1, les essais permettent de garantir la capacité de résistance de chevilles mises en place dans du béton fissuré où l'ouverture des fissures n'excède pas 0,5 mm. Pour la catégorie C2, les essais permettent de garantir à la fois les capacités de résistance et de déformation de chevilles disposées dans du béton fissuré où l'ouverture des fissures n'excède pas 0,8 mm. Pour les structures métalliques concernées par le présent document, il convient d'utiliser des chevilles de catégorie C2. Les chevilles susceptibles d'être soumises à des sollicitations sismiques doivent par conséquent posséder une ETE précisant qu'elles sont de catégorie C2 et indiquant les caractéristiques techniques nécessaires à leur dimensionnement selon la méthode de calcul décrite dans la référence [EN1992-4].

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 52 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

10.5.3 Conception des dispositifs d'ancrage chevillés

Le référentiel de dimensionnement des chevilles métalliques est constitué par la norme référencée [EN1992-4] (voir note 1 infra) et les ETE les concernant.

La conception et le dimensionnement des chevilles métalliques sont effectués à l'état-limite ultime.

Les coefficients partiels définis dans le tableau 4.1 de la norme référencée [EN1992-4] doivent être remplacés par ceux donnés dans les ETE.

Note 1 – Il convient de noter que les clauses C1(2) et C2(2) et le paragraphe C4 de l'annexe C de la norme référencée [EN1992-4] ne sont pas applicables aux installations nucléaires du CEA.

La distribution des sollicitations dans les chevilles est déterminée conformément à la théorie de l'élasticité, à partir des torseurs de sollicitations appliqués sur l'élément à ancrer. Lorsque les chevilles sont soumises à des chargements sismiques, il convient donc d'appliquer la méthode de dimensionnement élastique définie dans l'option a2) « Calcul élastique » de la clause 9.2(3) et rappelée dans la clause C.3(2) de l'annexe C de la norme [EN1992-4].

Le dimensionnement de chevilles soumises à des charges sismiques doit être effectué en tenant compte de la présence de jeux dans les trous de fixation des chevilles réalisés dans la plaque d'assise. Ces jeux doivent si possible être évités car ils ont une forte influence sur la capacité de résistance des chevilles, et il convient donc de les combler par un procédé adapté. Le dimensionnement des chevilles est néanmoins effectué en prenant en compte un coefficient α_{gap} égal à 0,5, sauf à satisfaire aux trois conditions suivantes :

- le produit de remplissage des trous de fixation dans les éléments à ancrer doit avoir une résistance suffisante pour assurer la reprise des efforts de cisaillement, être adapté aux faibles jeux à combler et ne pas poser de problème de mise en œuvre ;
- l'obligation de remplissage des trous de fixation et la procédure associée doivent être précisées sur les plans de réalisation ;
- un contrôle renforcé du remplissage de chaque trou de fixation est réalisé sur le chantier. A ce titre, les platines concernées sont repérées et chaque trou de perçage est numéroté. Une fiche de contrôle est établie pour chaque platine et comporte une photographie montrant la qualité du remplissage de chacun des trous de perçage. Le repère de la platine et le numéro du trou de perçage concerné doivent être visibles sur chaque photographie.

Pour les chevilles de catégorie C2, les capacités de résistance au cisaillement et à la traction en situation sismique données dans les ETE sont associées respectivement à des valeurs de déplacements perpendiculaire et parallèle aux axes des chevilles. Les déplacements résultant des efforts de traction s'exerçant sur les chevilles d'un ancrage peuvent également se traduire par une rotation de la plaque d'assise lorsque les chevilles sont inégalement chargées. Ces valeurs de déplacements sismiques et/ou de rotations de la plaque d'assise qui peuvent en résulter, peuvent être dans certains cas inacceptables pour la structure et il convient dans ce cas de limiter les déplacements des chevilles. Lors du dimensionnement des chevilles, la limitation de leurs déplacements revient à considérer des résistances de calcul réduites d'un facteur égal au rapport du déplacement limite à celui précisé dans l'ETE (voir paragraphe C.6 de l'annexe C de la référence [EN1992-4]).

Lorsque les chevilles et leur support sont soumis à des sollicitations dynamiques autres que sismiques ou de fatigue, leur dimensionnement peut être effectué en utilisant les méthodes données dans la référence [EN1992-4], mais il convient de déterminer les résistances caractéristiques des chevilles en prenant en compte un coefficient partiel de sécurité supplémentaire égal à 1,5.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 53 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Le risque d'interaction susceptible de se produire entre des chevilles appartenant à des ancrages distincts proches les uns des autres, doit être examiné et des dispositions doivent être prises pour s'en prémunir lors de la conception (voir Figure 37). Aussi, les concepteurs concernés par les études et/ou la réalisation des ancrages doivent tenir compte du risque d'interaction avec des ancrages voisins, que ces derniers soient de leur propre responsabilité ou non. Pour ceux ne relevant pas de leur responsabilité, les concepteurs doivent nécessairement se coordonner avec le projet afin de tenir compte des ancrages existants ou projetés situés à proximité des ancrages les concernant.

La distribution des sollicitations dans les chevilles est déterminée conformément à la théorie de l'élasticité, à partir des torseurs de sollicitations appliqués sur l'élément à ancrer.

Les ancrages chevillés doivent être conçus en respectant les principes suivants :

- un ancrage doit comporter au moins deux chevilles disposées symétriquement par rapport aux axes principaux de la section de l'élément structural à ancrer ;
- les chevilles d'un ancrage doivent être de même type et avoir le même diamètre ;
- le diamètre de perçage de la plaque d'assise doit être conforme aux exigences de la référence [EN1992-4] ;
- le diamètre des chevilles doit être au moins égal à 8 mm ;
- dans le cas de deux platines d'ancrage chevillées indépendantes et proches l'une de l'autre (voir Figure 37), il est nécessaire de se prémunir de tout risque d'interaction entre les chevilles des deux platines et, à ce titre, il convient que la valeur de la distance minimale S_{min} séparant les chevilles d'une platine de celles de l'autre platine soit au moins égale à la valeur la plus élevée $S_{cr,N}$ des distances $S_{cr,N,j}$ données dans les ETE des deux chevilles, majorée de 20 % :

$$S_{min} \geq 1,2 S_{cr,N}$$

$$S_{cr,N} = \max(S_{cr,N1} ; S_{cr,N2})$$

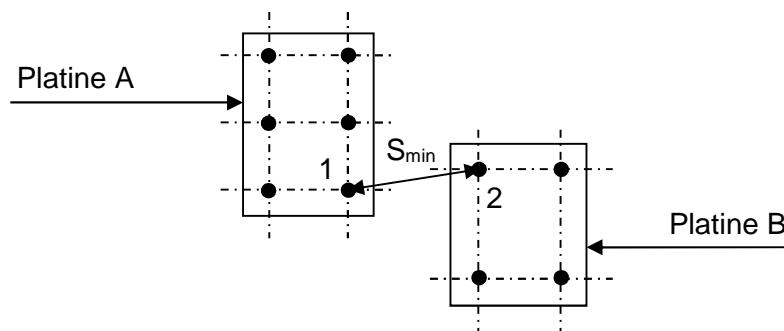


Figure 37 – Distance minimale entre chevilles de dispositifs d'ancrage mitoyens.

Note 1 – La méthode de calcul des ancrages chevillés, qui est décrite dans la norme référencée [EN1992-4]), n'est valide que pour certaines configurations d'ancrage et uniquement dans le cas d'un groupe de chevilles assurant l'ancrage d'une seule platine. La configuration illustrée par la Figure 37, dans laquelle le groupe de chevilles assure l'ancrage de deux platines, ne peut par conséquent être justifiée qu'en étudiant séparément les deux platines, mais à condition qu'il n'y ait pas d'interaction entre les chevilles des deux platines.

- la profondeur d'ancrage h_{ef} des chevilles fixée par l'ETE ne doit pas être inférieure à 60 mm ;
- les chevilles doivent être ancrées dans des supports en béton armé coulés en place. L'ancrage de chevilles dans des prédalles n'est pas autorisé. Les formes de pente et les chapes ne doivent pas être considérées comme des supports en béton. L'utilisation de chevilles pour réaliser des fixations dans du béton précontraint n'est pas en règle générale autorisée ;

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 54 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

- l'épaisseur du support en béton doit être supérieure à 200 mm et à deux fois la profondeur d'ancrage h_{ef} de la cheville fixée dans son ETE ;
- la mise en place de chevilles n'est pas autorisée dans les supports en béton dont le parement a fait l'objet d'une réparation de surface ;
- la résistance caractéristique à la compression du béton du support doit être conforme aux exigences figurant dans l'ETE des chevilles ;
- le forage dans le béton des trous destinés à recevoir les chevilles doit être effectué sans endommager le ferrailage. Aussi, il est recommandé de relever la position des armatures avant de concevoir le système d'ancrage. En l'absence de relevé, il convient de prévoir des dispositions permettant d'implanter les chevilles en fonction de la position des armatures, par exemple en augmentant les dimensions de la plaque d'assise de manière à pouvoir modifier l'implantation des chevilles et en dimensionnant les chevilles avec des entraxes minimaux. Il est dans ce cas recommandé de percer les plaques lorsque la position définitive des chevilles est connue. Il peut être également envisagé de prévoir plusieurs percements dans les plaques pour chacune des chevilles, à condition toutefois de respecter les entraxes minimaux requis entre les chevilles, de dimensionner les chevilles en prenant en compte l'implantation maximisant les efforts dans ces dernières, et de combler les percements inutilisés par un mortier sans retrait.

Comme pour les ancrages pré-scclés ou scclés en seconde phase, il convient de vérifier que les efforts exercés par les chevilles sur le support en béton sont correctement transmis à ce dernier.

Note 2 – Bien que le fascicule de documentation référencé [P06-029] relatif aux ancrages chevillés ne soit pas applicable aux installations nucléaires, la justification de la résistance du support en béton peut néanmoins être effectuée sur la base des méthodes décrites dans le chapitre 9 de ce fascicule.

10.6 Dispositifs d'ancrage post-scclés avec bêche

Il convient en règle générale d'éviter le post-scellement de dispositifs d'ancrage de structures métalliques. Aussi, le présent paragraphe aborde les dispositifs d'ancrage de structures métalliques nouvelles supportées par des ouvrages existants en béton armé.

Lorsqu'il y a lieu d'ancrer une structure métallique dans un support en béton armé existant et que ses ancrages sont fortement sollicités au cisaillement, il convient alors de prévoir des bèches pour transmettre les efforts de cisaillement au support en béton et deux solutions peuvent être alors envisagées (voir Figure 38) :

- une réservation est réalisée dans le support en béton pour mettre en place la bêche et les tiges d'ancrage sont scclées dans le support existant ;
- un massif en béton armé est créé au-dessus du support existant et lié à ce dernier par des armatures post-scclées. La bêche est alors mise en place dans ce massif, éventuellement dans une réservation. Les tiges d'ancrage peuvent être ancrées à la fois dans le support existant et le massif.

Dans la disposition a), en l'absence de justification particulière, la longueur d'ancrage des tiges est déterminée en ne tenant pas compte de l'adhérence acier-béton sur la hauteur de la réservation destinée à la mise en place de la bêche.

Dans la disposition b), le massif doit être rigide et comporter un ferrailage adéquat correctement ancré dans le support existant afin d'une part de transmettre à ce dernier les sollicitations s'exerçant sur le dispositif d'ancrage et, d'autre part, de rendre monolithique l'ensemble constitué par le massif et son support.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 55 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

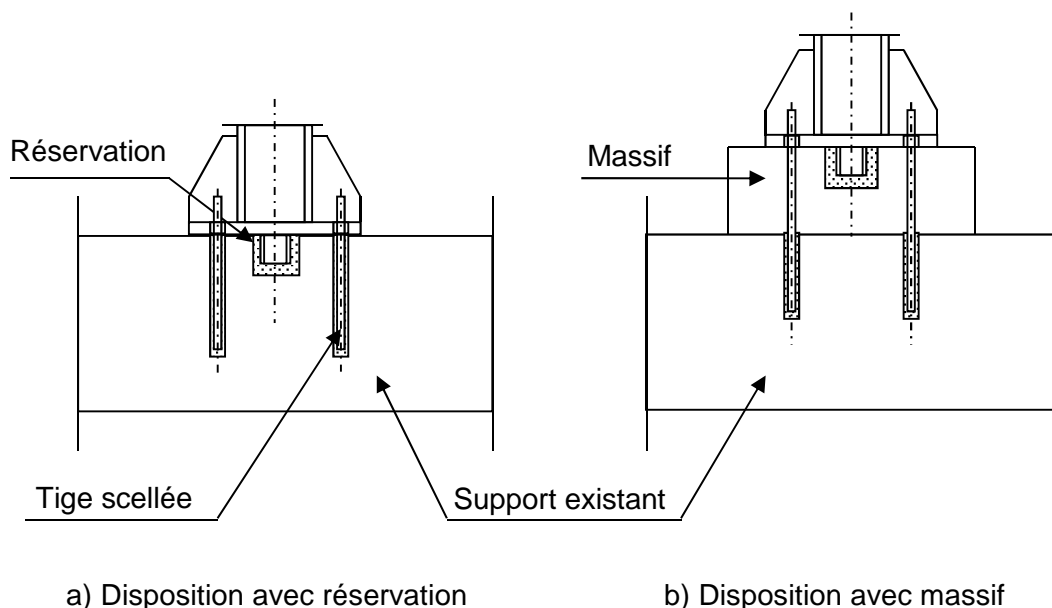


Figure 38 – Exemples d'ancrages post-scellés avec bêche.

Lors de la conception du système d'ancrage, il convient de s'assurer de l'aptitude du support en béton armé à reprendre les sollicitations transmises par les ancres. La justification de la résistance du support doit être effectuée à la fois localement et globalement. Les couples de flexion résultant de l'excentrement du point d'application des efforts de cisaillement doivent être pris en compte lors de cette justification. Il convient également de vérifier que les efforts de traction et de cisaillement sont correctement transmis au support en s'assurant de l'absence de risque de cisaillement, de poinçonnement et d'éclatement du béton. Lorsque le support est de faible épaisseur ou constitué d'une dalle existante réalisée à partir de prédalles (voir note 1 infra), il est recommandé de prévoir des tiges d'ancrage le traversant et ancrées par des plaques en appui sur le parement inférieur du support (voir Figure 39).

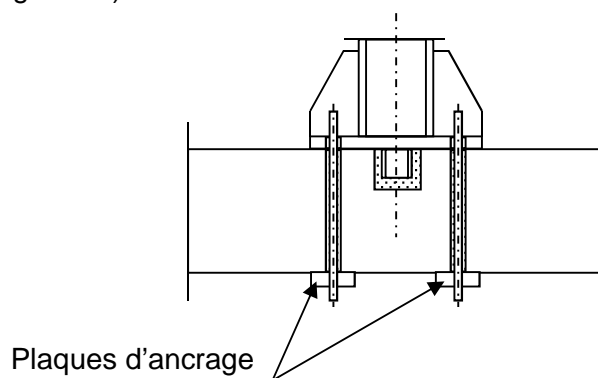


Figure 39 – Tiges traversantes avec plaques d'ancrage

Note 1 – Les systèmes constructifs utilisant des prédalles participant à la résistance finale de l'ouvrage ou des dalles préfabriquées toute épaisseur, que ces prédalles ou dalles soient précontraintes ou non, ne sont pas autorisés dans les ouvrages nucléaires du CEA de catégories B1 et B2 (voir référence [RSSN-50-34]).

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 56 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

La réservation et les forages destinés à la mise en place des pièces métalliques d'ancrage doivent être réalisés sans endommager le ferrailage existant et toutes les précautions préalables doivent être prises par les entreprises pour garantir ce résultat. Dans le cas où une ou plusieurs armatures du support existant seraient coupées ou endommagées lors de la mise en œuvre d'ancrages post-scclés tels que ceux représentés sur la Figure 39, l'entreprise devra nécessairement justifier la résistance d'ensemble et locale du support, puis dimensionner et mettre en œuvre les éventuels renforcements nécessaires pour restituer la résistance initiale du support. Il convient par ailleurs de noter qu'il peut être envisagé de prévoir plusieurs bches de petites dimensions transversales sur un même ancrage afin de pouvoir mettre en place les bches dans l'embarras du ferrailage existant.

Le rebouchage de l'engravure ou de l'éventuelle réservation dans le massif est effectué avec un mortier sans retrait présentant une résistance caractéristique à la compression au moins égale à celle du béton constituant le support.

Les efforts de traction peuvent être transmis au support en béton par des tiges scellées avec un mortier à haute résistance, ou par des chevilles (voir paragraphe 10.5) dans le cas de la disposition a) de la Figure 38. Lorsque les efforts de traction sont importants, les chevilles doivent être de type D et il convient dans ce cas de s'assurer de la faisabilité de scellements à la résine dans les locaux concernés, en particulier vis-à-vis de la température, de la situation d'incendie ou de radiations.

Le dimensionnement du ferrailage du massif est effectué selon les règles de calcul du béton armé. Une attention particulière doit être portée à la résistance à l'éclatement du béton situé devant la bche et à celle des ancrages des armatures dans le support existant.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 57 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

10.7 Dispositifs d'ancrage des cheminées métalliques

L'embase d'une cheminée métallique standard est représentée sur la Figure 40. Les tiges d'ancrage sont disposées à l'extérieur du fût de la cheminée et régulièrement réparties sur son périmètre. Ces tiges sont fixées sur la couronne d'assise (ou platine annulaire) qui déborde donc nécessairement vers l'extérieur du fût. En règle générale, la couronne d'assise pénètre peu à l'intérieur du fût dans la mesure où le conduit de la cheminée est implanté dans la continuité du conduit intérieur au bâtiment.

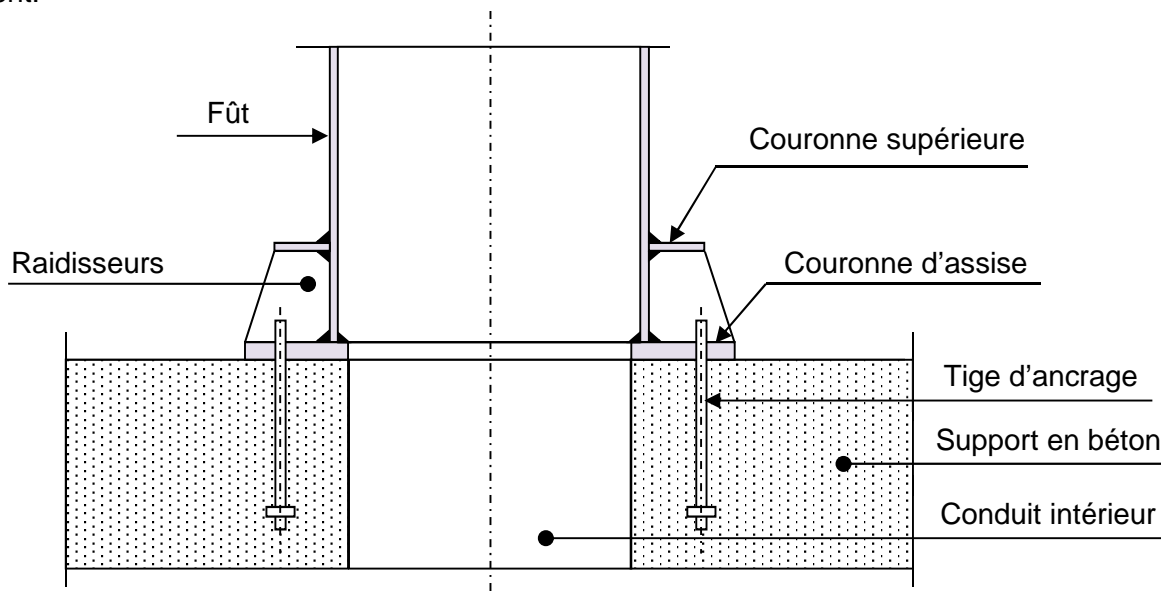


Figure 40 – Embase d'une cheminée standard.

Les tiges d'ancrage et la couronne d'assise sont donc excentrées par rapport à la virole inférieure du fût dans laquelle transitent les efforts de traction et de compression résultant du moment de renversement d'ensemble sollicitant l'embase de la cheminée. Les excentrement des efforts de traction dans les tiges et de la pression exercée sur le béton par la couronne d'assise dans sa zone d'appui se traduisent par des moments de flexion dans les sections d'encastrement de la couronne d'assise sur le fût. Le fût n'étant pas en mesure de reprendre ces moments, il est nécessaire de prévoir une couronne supérieure (ou de redressement) liée à la virole inférieure et à la couronne d'assise par des raidisseurs verticaux régulièrement répartis sur le périmètre du fût de la cheminée (voir Figure 41).

La couronne d'assise est sollicitée en flexion hors de son plan entre les raidisseurs par les efforts de traction s'exerçant sur les tiges d'ancrage ou par les efforts de compression transmis par la pression sur le béton, et dans son plan où elle fonctionne en anneau circulaire sollicité par les forces concentrées que lui transmettent les raidisseurs verticaux (voir Figure 42).

La couronne supérieure est sollicitée en flexion dans son plan où elle fonctionne en anneau circulaire sollicité par les forces concentrées qui lui sont transmises par les raidisseurs verticaux (voir Figure 42).

Les raidisseurs verticaux sont sollicités dans leur plan en flexion et au cisaillement.

Il convient de vérifier la résistance au cisaillement de la virole inférieure entre les deux couronnes en tenant compte de l'effort horizontal sollicitant la couronne supérieure.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 58 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

La transmission au support en béton de l'effort horizontal s'exerçant à la base de la cheminée peut généralement être assurée par frottement entre la couronne d'assise et le béton, en considérant l'effort vertical de compression dû à la fois à la charge verticale et au moment de renversement concomitants. Lorsque le frottement n'est pas suffisant pour empêcher le glissement de la base de la cheminée, il peut être envisagé de tenir compte de la contribution des tiges d'ancrage situées dans la zone comprimée ou, en dernier recours, la mise en place de bûches disposées sur le périmètre de la couronne d'assise.

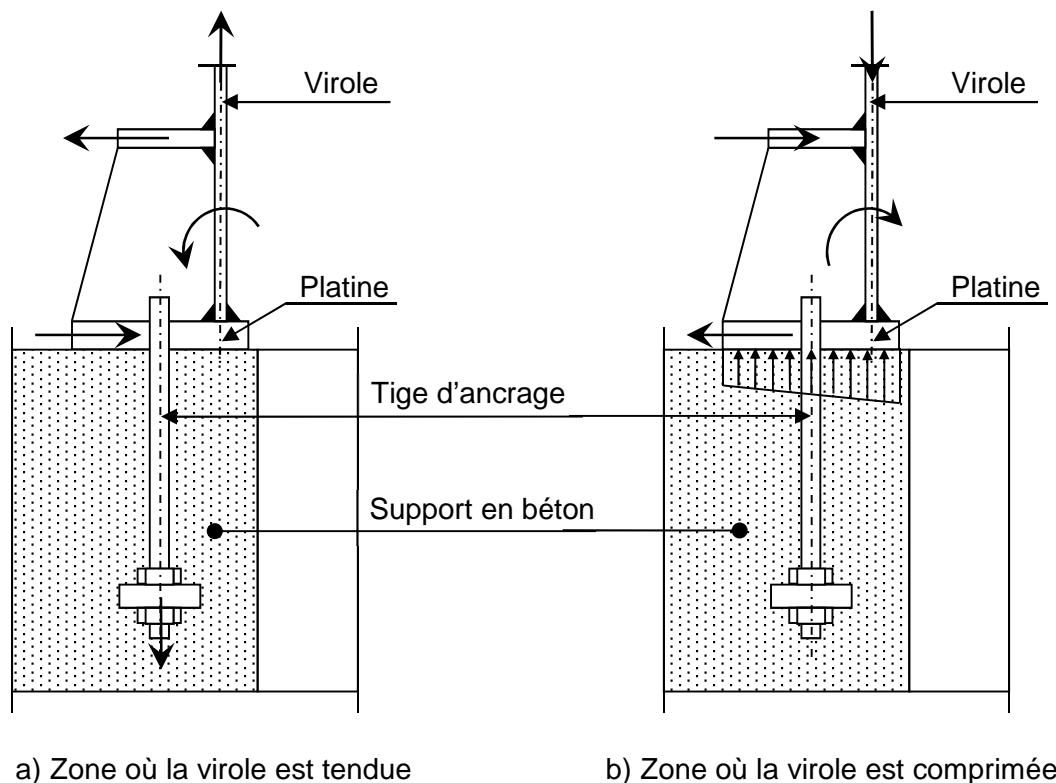


Figure 41 – Fonctionnement de l'embase d'une cheminée.

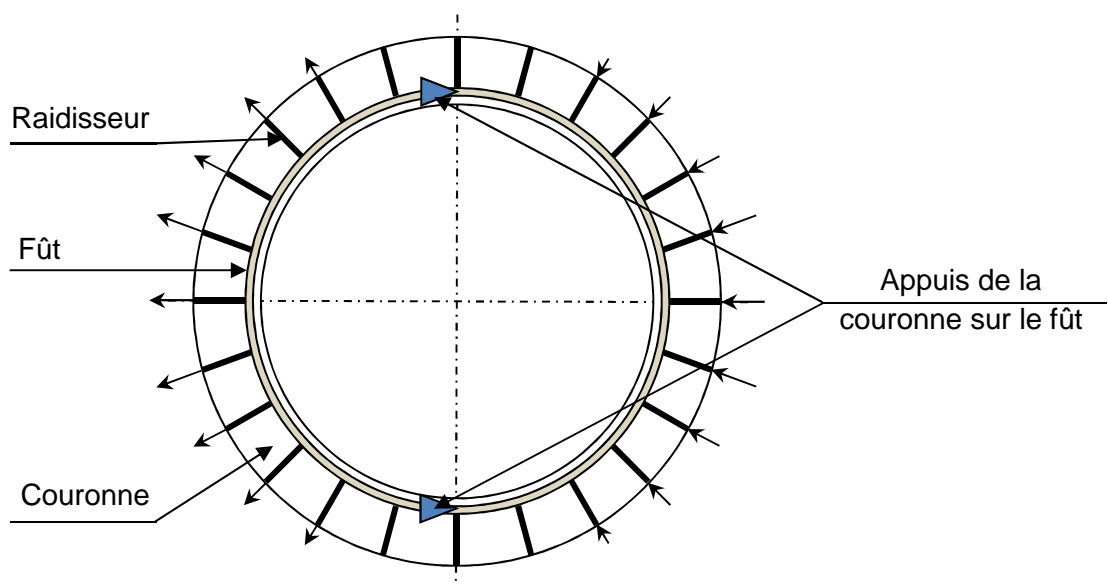


Figure 42 – Anneaux soumis aux forces concentrées transmises par les raidisseurs.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 59 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

11 Classes d'exécution des structures métalliques

Une classe d'exécution (EXC) correspond à un ensemble classifié d'exigences requises pour l'exécution d'une structure métallique dans son ensemble, d'éléments particuliers ou encore de détails d'éléments de cette structure.

Dans son annexe C, la norme référencée [EN1993-1-1-A1] donne des indications sur le choix de la classe d'exécution, sur la base de la classe de fiabilité ou de la classe de conséquence.

Pour les structures visées par le présent document, il est en règle générale recommandé de choisir la classe d'exécution EXC3 ou EXC4. La classe EXC4 est a minima requise pour les éléments suivants :

- les joints dans les sections transversales des éléments principaux de la structure lorsqu'ils sont partiellement ou entièrement tendus en situation d'exploitation, sous charges d'état-limite de service,
- les assemblages soudés à pleine pénétration,
- les éléments principaux de la structure et leurs liaisons, qui participent à la stabilité en situations accidentelles et sismique.

S'ils le jugent pertinent, l'entreprise et son bureau d'études techniques peuvent choisir la classe EXC4 pour d'autres éléments structuraux particuliers du projet concerné.

Note 1 – La classe d'exécution EXC2 peut être néanmoins admise pour des éléments secondaires sans exigence de comportement.

12 Contenu des notes de calculs des structures métalliques

Le contenu des notes de calcul des structures métalliques doit respecter les exigences définies dans l'instruction du CEA référencée [RSSN-50-02].

Il convient notamment de préciser dans les notes de calculs des structures les indications suivantes :

- le référentiel normatif utilisé, en précisant pour chaque norme sa date de parution,
- les exigences fonctionnelles attribuées aux structures,
- les caractéristiques des matériaux de construction, y compris celles des boulons, chevilles, goujons à tête, et des autres éléments de fixation,
- la description détaillée des différentes actions considérées et de leurs combinaisons,
- les méthodes d'évaluation des sollicitations,
- la description détaillée des modèles aux éléments finis,
- les résultats des analyses modales (fréquences, masses effectives, amortissements modaux, déformées modales),
- les résultats des analyses spectrales (pseudo-modes, sollicitations d'ensemble, déplacements et accélérations, position sur le spectre des fréquences des modes fondamentaux),
- les déplacements horizontaux et verticaux aux différents points d'intérêt,
- la justification des classes des sections utilisées,
- la justification de la suffisance de la rigidité des assemblages considérés encastres,
- la justification détaillée de la résistance des éléments structuraux en tenant compte des risques de flambement, de voilement et de déversement,
- la justification détaillée des pièces d'assemblage et des dispositifs d'ancrage des éléments.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 60 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

13 Contenu des plans des structures métalliques

13.1 Généralités

Le dossier de plans d'une structure métallique est constitué de plans d'ensemble et de détails. Les plans d'ensemble définissent l'implantation et les dimensions de la structure et la désignation, le repérage, l'orientation et la position des éléments structuraux. Les plans de détails d'exécution définissent les assemblages et les dispositifs d'ancrage en précisant :

- toutes les dimensions des pièces d'assemblages et d'ancrage (platines, goussets, éclisses, raidisseurs, barrettes, cornières d'attaches, jarrets, grains, bêches, etc.),
- l'implantation avec indication des espacements, pinces, diamètres et classes de qualité, des boulons d'assemblage et tiges d'ancrage,
- l'implantation, les apothèmes et longueurs des cordons de soudure.

13.2 Indications à faire figurer sur les plans

Il convient a minima de préciser sur tous les plans d'ensemble et de détails des structures les indications suivantes :

- les références des notes de calculs des structures,
- les charges permanentes et d'exploitation prises en compte,
- la classe d'exécution (voir chapitre 11),
- les nuances et qualités des aciers de construction,
- les normes de référence des profils creux, en dissociant les profils creux finis à chaud de ceux finis à froid,
- le système de protection des charpentes contre la corrosion,
- l'éventuel système de protection contre l'incendie,
- la classe de qualité des boulons non précontraints,
- la classe de qualité des tiges d'ancrage,
- la classe de qualité des boulons précontraints, en spécifiant le système HR et la classe des surfaces de frottement telle que définie dans le tableau 17 de la référence [EN1090-2],
- les valeurs minimales des pinces et distances entre axes des boulons,
- l'ordre de serrage des boulons selon les prescriptions de la référence [EN1090-2],
- les caractéristiques des chevilles et goujons de fixation, y compris la référence de leur ETE,
- les exigences sur le métal d'apport des soudures,
- l'apothème minimal des cordons de soudure,
- l'exigence relative à la pénétration des cordons de soudure pour les pièces assemblées d'épaisseur supérieure ou égale à 16 mm,
- le mode d'obturation des extrémités des profils creux.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 61 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

14 Références

14.1 Documents de l'ASN et du CEA applicables aux ouvrages de génie civil nucléaires

- [ASN-2-01] ASN/GUIDE/2/01 – Guide ASN - Prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de génie civil d'installations nucléaires de base à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs.
- [RSSN-50-63] AGS SNGEN RDN GUI SIIT 0605 révision A – Guide de conception Génie Civil des INB du CEA. Ce document est référencé RSSN-NUC-50-63 (G) dans le référentiel de sûreté du CEA.
- [RSSN-50-64] AGS SNGEN RDN GUI SIIT 0606 révision A – Guide de conception Génie Civil des INB du CEA – Annexes. Ce document est référencé RSSN-NUC-50-64 (G) dans le référentiel de sûreté du CEA.
- [RSSN-50-34] RSSN-NUC-50-34 (R) révision A – Recommandation du CEA : conception des bâtiments en béton des INB et II d'INBS – Dispositions complémentaires dans le cadre de l'utilisation des Eurocodes.
- [RSSN-50-35] RSSN-NUC-50-35 (R) révision A – Recommandation du CEA : structures métalliques en acier de génie civil des INB et II d'INBS – Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes.
- [RSSN-63-61] MR-DPSN-SSN-GUI-SUR-9-2014 révision A – Guide d'étude du génie civil des INB et II d'INBS – Structures en béton soumises à des chutes de charges. Ce document est référencé RSSN-NUC-63-61 (G) dans le référentiel de sûreté du CEA.

14.2 Documents du CEA applicables aux matériels des installations nucléaires

- [RSSN-50-02] RSSN-NUC-50-02-(I) révision A – Instruction pour la rédaction de notes de calculs mécaniques de matériels d'INB et II d'INBS.
- [RSSN-50-31] RSSN-NUC-50-31-(R) révision A – Recommandations pour la conception des matériels des INB et II d'INBS – Exigences fonctionnelles et critères de dimensionnement en situation sismique.
- [RSSN-50-32] RSSN-NUC-50-32-(R) révision A – Recommandations pour la conception des matériels des INB et II d'INBS – Étude sismique des matériels.
- [RSSN-50-36] RSSN-NUC-50-36-(R) révision A – Recommandation du CEA : conception parasismique des matériels des INB et II d'INBS – Étude des matériels du Noyau Dur.

14.3 Règles de conception et de construction des matériels édités par l'AFCEN

- [RCCM] RCC-M – Règles de conception et de construction des matériels mécaniques des îlots nucléaires REP.
- [RCCMRX] RCC-MRx – Règles de conception et de construction des matériels mécaniques des installations nucléaires hautes températures, expérimentales et de fusion.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 62 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

14.4 Eurocodes structuraux

[EN1990]	NF EN 1990 – Eurocodes Structuraux – Bases de calcul des structures.
[NA1990]	NF EN 1990/NA – Eurocodes Structuraux – Bases de calcul des structures – Annexe nationale à la NF EN 1990.
[EN1992-1-1]	NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
[NA1992-1-1]	NF EN 1992-1-1/NA – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1.
[EN1992-4]	NF EN 1992-4 – Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 4 : Conception et calcul des éléments de fixation pour béton.
[EN1993-1-1]	NF EN 1993-1-1 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
[EN1993-1-1-A1]	NF EN 1993-1-1/A1 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
[NA1993-1-1]	NF EN 1993-1-1/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-1.
[EN1993-1-2]	NF EN 1993-1-2 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu.
[NA1993-1-2]	NF EN 1993-1-2/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-2.
[EN1993-1-3]	NF EN 1993-1-3 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid.
[NA1993-1-3]	NF EN 1993-1-3/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-3.
[EN1993-1-4]	NF EN 1993-1-4 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-4 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables.
[EN1993-1-4-A1]	NF EN 1993-1-4/A1 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-4 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables.
[NA1993-1-4]	NF EN 1993-1-4/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-4 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-4.
[EN1993-1-5]	NF EN 1993-1-5 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes.
[NA1993-1-5]	NF EN 1993-1-5/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-5.
[EN1993-1-6]	NF EN 1993-1-6 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-6 : Résistance et stabilité des structures en coque.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 63 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

[NA1993-1-6]	NF EN 1993-1-6/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-6 : Résistance et stabilité des structures en coque – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-6.
[EN1993-1-7]	NF EN 1993-1-7 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-7 : Structures en plaques chargées hors de leur plan.
[NA1993-1-7]	NF EN 1993-1-7/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-7 : Structures en plaques chargées hors de leur plan – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-7.
[EN1993-1-8]	NF EN 1993-1-8 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages.
[NA1993-1-8]	NF EN 1993-1-8/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-8.
[EN1993-1-9]	NF EN 1993-1-9 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-9 : Fatigue.
[NA1993-1-9]	NF EN 1993-1-9/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-9 : Fatigue – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-9.
[EN1993-1-10]	NF EN 1993-1-10 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-10 : Choix des qualités d'acier.
[NA1993-1-10]	NF EN 1993-1-10/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-10 : Choix des qualités d'acier – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-10.
[EN1993-3-2]	NF EN 1993-3-2 – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 3-2 : Tours, mâts et cheminées – Cheminées.
[NA1993-3-2]	NF EN 1993-3-2/NA – Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 3-2 : Tours, mâts et cheminées – Cheminées – Annexe nationale à la NF EN 1993-3-2.
[EN1998-1]	NF EN 1998-1 – Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
[NA1998-1]	NF EN 1998-1/NA – Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1998-1.

14.5 Exécution des structures métalliques

[EN1090-2]	NF EN 1090-2 – Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier.
[CN1090-2]	NF EN 1090-2/CN – Exécution des structures en acier – Exigences techniques pour les structures en acier – Partie 2/CN : Complément national à la NF EN 1090-2.

14.6 Aciers laminés à chaud et profils creux pour la construction

[EN10025]	NF EN 10025 – Produits laminés à chaud en aciers de construction.
[EN10164]	NF EN 10164 – Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit - Conditions techniques de livraison.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 64 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

[EN10210] NF EN 10210 – Profils creux de construction finis à chaud en aciers non alliés et à grains fins.

[EN10219] NF EN 10219 – Profils creux de construction soudés, formés à froid en aciers non alliés et à grains fins.

14.7 Aciers inoxydables

[EN10088-1] NF EN 10088-1 – Aciers inoxydables – Partie 1 : Liste des aciers inoxydables.

[EN10088-2] NF EN 10088-2 – Aciers inoxydables – Partie 2 : Conditions techniques de livraison des tôles et des bandes en acier de résistance à la corrosion pour usage général.

[EN10088-3] NF EN 10088-3 – Aciers inoxydables – Partie 3 : Conditions techniques de livraison pour les demi-produits, barres, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion pour usage général.

[EN10088-4] NF EN 10088-4 – Aciers inoxydables – Partie 4 : Conditions techniques de livraison des tôles et bandes en acier résistant à la corrosion pour usage de construction.

[EN10088-5] NF EN 10088-5 – Aciers inoxydables – Partie 5 : Conditions techniques des livraisons pour les barres, fils tréfilés, profils et produits transformés à froid en acier résistant à la corrosion pour usage de construction.

14.8 Boulonnerie

[EN15048-1] NF EN 15048-1 – Boulonnerie de construction métallique non précontrainte – Partie 1 : Exigences générales.

[EN14399-3] NF EN 14399-3 – Boulonnerie de construction métallique à haute résistance apte à la précontrainte – Partie 3 : Système HR – Boulons à tête hexagonale (vis + écrou).

[EN-ISO3506-1] NF EN ISO 3506-1 – Caractéristiques des éléments de fixation en acier inoxydable résistant à la corrosion – Partie 1 : Vis et goujons.

[EN-ISO3506-2] NF EN ISO 3506-2 – Caractéristiques des éléments de fixation en acier inoxydable résistant à la corrosion – Partie 2 : Ecrous.

14.9 Cheminées métalliques

[EN13084-1] NF EN 13084-1 – Cheminées autoportantes – Partie 1 : Exigences générales.

[EN13084-7] NF EN 13084-7 – Cheminées autoportantes – Partie 7 : Spécifications de produit applicables aux fabrications cylindriques en acier pour cheminées en acier en paroi simple et parois intérieures en acier.

14.10 Chevilles d'ancrage

[EAD330232] EAD 330232-00-0601 – Mechanical fasteners for use in concrete – October 2016.

[EAD330499] EAD 330499-01-0601 – Bonded fasteners for use in concrete – December 2018.

[EOTA-TR49] EOTA – TR 049 – Post-installed fasteners in concrete under seismic action – August 2016.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 65 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

14.11 Goujons et boulons à tête

- [EN-ISO13918] NF EN ISO 13918 – Soudage – Goujons et bagues céramiques pour le soudage à l'arc des goujons – Janvier 2018.
- [EAD330084] EAD 330084-00-0601 – Steel plate with cast-in anchors – EOTA – January 2016.
- [EAD330924] EAD 330924-00-0601 – Cast-in anchor bolt of ribbed reinforcing steel – EOTA – January 2018.

14.12 Sécurité électrique

- [NF-C15-100] NF C15 100 – Installations électriques à basse tension.
- [EN62305-3] NF EN 62305-3 – Protection contre la foudre – Partie 3 : Dommages physiques sur les structures et risques humains.

14.13 Autres références

- [AFPS-2011] Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie – Nouvelle édition conforme aux Eurocodes – AFPS – Presses de l'ENPC – Avril 2011.
- [CSTB-RYAN] Assemblages des pieds de poteaux en acier d'après l'Eurocode 3 – Dimensionnement des assemblages de pieds de poteaux métalliques encastrés et articulés – Yvor Ryan – CTICM – CSTB.
- [P06-029] FD P06-029 – Règles de construction parasismiques – Dimensionnement des ancrages en zone sismique – Fascicule de documentation AFNOR – Décembre 2017.
- [N0035] Recommandations BNCM-CNC2M N0035 pour le dimensionnement parasismique des structures en acier et mixtes non ou faiblement dissipatives – Janvier 2013.
- [N0095] Recommandations BNCM-CNC2M N0095 pour l'application de la norme NF EN 1993 – Version 2 – Mars 2014.
- [N0169] Recommandations BNCM-CNC2M N0169 pour la détermination des classes d'exécution selon la NF EN 1090-2 pour les structures en acier de bâtiment – Janvier 2015.
- [N0175] Recommandations BNCM-CNC2M N0175 pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8 – Avril 2015.
- [N0199] Recommandations BNCM-CNC2M N0199 pour le dimensionnement des poutres en acier avec ouvertures dans l'âme selon la NF EN 1993 – Juillet 2015.
- [BAEL91] Fascicule 62 – Titre I – Section I – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites – BAEL 91 révisé 1999 – Avril 1999.
- [CPT-III] CPT Planchers – Titre III – Planchers confectionnés à partir de dalles alvéolées en béton précontraint – Cahier 2892 du CSTB – Juin 1996.
- [A35-080-1] NF A 35-080-1 – Aciers pour béton armé – Aciers soudables – Partie 1 : Barres et couronnes.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 66 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Annexe 1 – Description des types de chevilles

1. Généralités

Il existe plusieurs types de chevilles métalliques à application structurale dans le commerce :

- les chevilles de type A, à expansion par serrage à couple contrôlé,
- les chevilles de type B, à expansion par déformation contrôlée (ou par frappe),
- les chevilles de type C, à verrouillage de forme,
- les chevilles de type D, à scellement.

Ces différents types sont décrits dans les paragraphes suivants.

2. Type A : chevilles à expansion par serrage à couple contrôlé

Ces chevilles sont ancrées dans des trous préforés par expansion en force d'une douille en acier. L'expansion de la douille est réalisée par serrage à couple contrôlé de la vis ou de l'écrou. Les efforts de traction sont transmis au béton par frottement de la cheville sur la surface du trou.

Il existe deux variantes de ce type de cheville dans le commerce :

- type A1 : chevilles avec entretoise,
- type A2 : chevilles de type goujon.

Les chevilles de type A1 comportent une entretoise pré-fendue (ou manchon d'expansion) qui est expansée en force lors du serrage par un cône situé à l'extrémité de la cheville.

Les chevilles de type A2 ne comportent qu'une bague d'expansion située au voisinage du cône d'extrémité de la cheville. Contrairement aux chevilles avec entretoise où la profondeur d'ancrage est fixée par la longueur de la cheville, il est nécessaire de vérifier la profondeur du forage réalisé dans le béton avant de mettre en place une cheville de type goujon.

3. Type B : chevilles à expansion par déformation contrôlée

Ces chevilles sont également ancrées dans des trous préforés par expansion en force d'une douille en acier. L'expansion de la douille est obtenue par poussage d'un manchon ou d'un cône ou encore d'un goujon fileté, qui est réalisé par frappe sur le corps de la cheville à l'aide d'un outil fourni par le fabricant. L'efficacité de l'ancrage est contrôlée par la longueur de la course du cône ou du manchon ou encore du goujon. Les efforts de traction sont transmis au béton par frottement de la cheville sur la surface du trou. Il convient de noter qu'une fois la partie mobile arrivée en bout de course, aucune expansion supérieure n'est possible.

4. Type C : chevilles à verrouillage de forme

Ces chevilles sont ancrées dans des trous préforés par un verrouillage mécanique réalisé dans une encoche découpée dans le béton à l'extrémité des chevilles. Il existe deux variantes de ce type de cheville dans le commerce :

- type C1 : la cheville est auto-foreuse et l'encoche est réalisée pendant la pose,
- type C2 : l'encoche est réalisée avant la mise en place de la cheville à l'aide d'un foret spécial.

Selon les modèles de chevilles utilisés, la mise en place des chevilles peut être effectuée soit par serrage à couple contrôlé, soit par frappe, soit encore par rotation d'un manchon.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 67 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Dans ce type de cheville, la résistance à la traction résulte du verrouillage mécanique fourni par l'encoche réalisée dans le béton à l'extrémité de la cheville.

5. Type D : chevilles à scellement

Ces chevilles se composent d'un produit de scellement et d'une pièce métallique à ancrer (tige filetée, armature de béton armé, douille, etc.), et sont mises en place dans des trous préforés. Le produit de scellement est constitué par un mortier de résine et/ou de ciment. Il est injecté dans le trou et adhère à sa surface. Il existe deux variantes de ce type de cheville dans le commerce :

- type D1 : chevilles à scellement,
- type D2 : chevilles à scellement et expansion.

Dans les chevilles de type D1, les efforts de traction sont transmis au béton par adhérence entre d'une part le corps de la cheville et le mortier et, d'autre part, entre le mortier et le béton.

Les chevilles de type D2 comportent une partie restant mobile après durcissement du mortier de scellement qui permet l'expansion de la cheville lors du serrage. Le frottement résultant de l'expansion augmente la résistance à la traction.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 68 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Annexe 2 – Équilibre d'un coin de béton sollicité par une bêche

1. Généralités

Lorsque la transmission au béton de l'effort de cisaillement sollicitant un ancrage s'effectue au moyen d'une bêche, les parois de la bêche exercent des pressions localisées sur le béton. Si ces pressions sont importantes, elles peuvent conduire à l'éclatement du coin de béton situé devant la bêche (voir Figure 43) si cette zone de béton n'est pas suffisamment confinée par la platine d'extrémité de l'ancrage ou bien ne comporte pas un ferrailage adéquat.

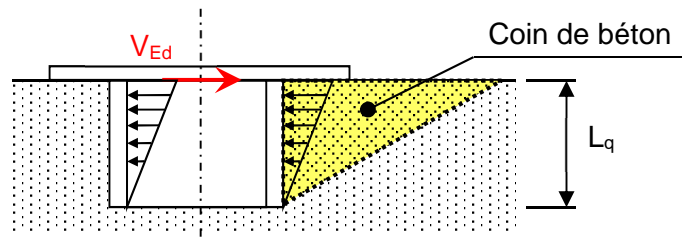


Figure 43 – Coin de béton comprimé situé devant la bêche.

Les méthodes présentées dans les paragraphes suivants ont pour objet la justification de l'équilibre du coin de béton comprimé situé devant la bêche. Elles sont issues des documents référencés [BAEL91] et [CPT-III]. Les notations utilisées sont celles de la partie 1-1 de l'Eurocode 2 (référence [EN1992-1-1]).

2. Notations

- V_{Ed} est l'effort de cisaillement transmis au béton par la bêche ;
- F_{Ed} est l'effort exercé par la bêche sur le coin de béton ;
- R est la résultante des forces appliquées sur le plan de rupture ;
- F_s est l'effort de traction dans les armatures de couture ;
- θ est l'angle formé par la surface libre du support et le plan de rupture du coin ;
- ϕ est l'angle de frottement interne du béton ;
- α est l'angle d'inclinaison de la résultante R avec l'horizontale ;
- ψ est l'angle d'inclinaison de la résultante R avec le plan de rupture du coin ;
- n_q est le nombre de parois transmettant l'effort de cisaillement au béton :
 $n_q = 2$ pour une section en double té,
 $n_q = 1$ pour une cornière ou un carré plein ;
- b_q est la largeur de la bêche ou du coin de béton comprimé ;
- L_q est la hauteur de la bêche effectivement en contact avec le béton, c'est-à-dire déterminée sans prendre en compte l'épaisseur de l'éventuel calage ;
- L_c est la longueur du plan de rupture du coin ;
- A_s est la section des armatures de couture ;

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 69 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

- σ_{cp} est la contrainte maximale de compression exercée par la bêche sur le béton ;
- σ_{cc} est la contrainte limite de cisaillement du coin de béton ;
- f_{ck} est la résistance caractéristique à compression du béton (voir référence [EN1992-1-1]).
- f_{yd} est la contrainte de calcul des armatures (voir référence [EN1992-1-1]) ;
- γ_C est le coefficient partiel de sécurité appliqué à la résistance du béton ;
- γ_M est le coefficient de sécurité complémentaire appliqué à la résistance du béton.

3. Pression admissible par le béton

Comme précisé au paragraphe 10.3.3, le diagramme des pressions exercées par les parois d'une bêche sur le béton peut être considéré triangulaire. La pression maximale sur le béton est donc :

$$\sigma_{cp} = \frac{2 V_{Ed}}{n_q b_q L_q}$$

Cette pression doit être inférieure à la résistance de calcul du béton en compression donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{cp} \leq \frac{f_{cd}}{\gamma_M} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M \gamma_C}$$

- Où :
- $\gamma_C = 1,5$ en situations durables ou transitoires,
 - $\gamma_C = 1,2$ en situations accidentelles,
 - $\gamma_M = 1,25$ est un coefficient de sécurité supplémentaire visant à limiter la contrainte de compression s'exerçant sur le béton.

4. Équilibre du coin assuré par le béton seul

Le coin de béton est considéré non fissuré. L'effet favorable de la force de frottement s'exerçant entre la paroi de la bêche et le coin est négligé. Le plan de rupture du coin est caractérisé par l'angle θ qu'il forme avec la surface libre du support en béton.

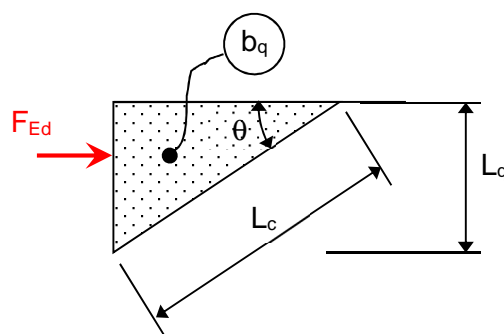


Figure 44 – Équilibre du coin assuré par le béton seul.

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 70 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

L'angle θ est pris égal à l'angle de frottement interne du béton :

$$\theta = \arctg\left(\frac{2}{3}\right) \approx 33,7^\circ$$

La longueur du plan de rupture est :

$$L_c = \frac{L_q}{\sin(\theta)} = \frac{L_q}{\sin(\arctg(2/3))} \approx 1,8 L_q$$

La justification de la résistance du coin de béton non armé soumis à l'effort F_{Ed} est effectuée conformément à la référence [CPT-III]. La résistance est démontrée lorsque la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{F_{Ed}}{1,8 b_q L_q} \leq \sigma_{cc} = \frac{0,45}{\gamma_c} \left(1 + \frac{f_{ck}}{10}\right)$$

Où : σ_{cc} et f_{ck} sont exprimées en MPa,

$$F_{Ed} = V_{Ed} / n_q$$

$\gamma_c = 2,5$ en situations durables ou transitoires,

$\gamma_c = 2,0$ en situations accidentelles.

La condition précédente n'est que très rarement vérifiée en pratique car elle équivaut à limiter la pression exercée sur le béton par la bêche à une faible fraction de la résistance de calcul à la compression du béton.

5. Équilibre du coin assuré par des armatures de couture

La bêche exerce sur le béton un effort horizontal F_{Ed} et une force verticale de frottement dont l'effet favorable est négligé. Le coin de béton est donc considéré sollicité uniquement par une charge horizontale F_{Ed} .

Pour se prémunir de la rupture du coin de béton sollicité par ces charges, des armatures verticales de couture du coin, c'est-à-dire de direction perpendiculaire à celle de la charge horizontale, sont mises en place dans la pièce. Il s'agit par conséquent de déterminer l'effort vertical F_s de dimensionnement de ces armatures.

Les efforts s'exerçant sur le coin de béton situé devant la bêche sont représentés sur la Figure 45.

Le béton est considéré fissuré et le coin de béton n'est plus en équilibre dès lors que la résultante R des forces appliquées sur le plan de rupture est située sur le cône de frottement d'adhérence délimité par l'angle ϕ .

L'angle ψ formé par la résultante \vec{R} et le vecteur \vec{EF} est tel que :

$$\psi = \theta + \alpha$$

Avec :

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{F_s}{F_{Ed}}$$

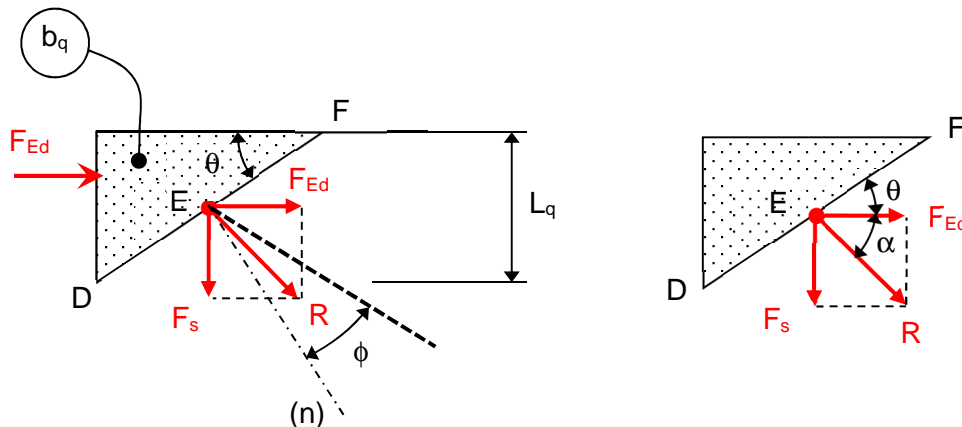


Figure 45 – Équilibre du coin assuré par des armatures de couture.

En écrivant que la résultante \vec{R} fait un angle ϕ avec la normale (n) au segment DE, il vient :

$$\phi = \frac{\pi}{2} - \psi = \frac{\pi}{2} - \theta - \alpha$$

Soit :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \theta - \phi$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{F_s}{F_{Ed}} = \lambda = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right)$$

$$\lambda = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right) = \frac{1}{\operatorname{tg}(\theta + \phi)} = \frac{1 - \operatorname{tg}(\theta) \operatorname{tg}(\phi)}{\operatorname{tg}(\theta) + \operatorname{tg}(\phi)} = \frac{\operatorname{cotg}(\phi) - \operatorname{tg}(\theta)}{1 + \operatorname{cotg}(\phi) \operatorname{tg}(\theta)}$$

D'où :

$$F_s = \lambda F_{Ed}$$

La section d'acier à disposer pour assurer la couture du coin de béton est par conséquent la suivante :

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \lambda \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

L'angle ϕ de frottement interne du béton est pris égal à :

$$\phi = \operatorname{arctg}\left(\frac{2}{3}\right) \approx 33,7^\circ$$

Et :

$$\lambda = \frac{1,5 - \operatorname{tg}(\theta)}{1 + 1,5 \operatorname{tg}(\theta)}$$

L'angle θ est pris égal à 30° et le coefficient λ est égal à 0,5 :

$$A_s = \frac{F_{Ed}}{2 f_{yd}}$$

Référence du document : RSSN NUC-50-33 (R)	Page : 72 / 72
Titre du document : Structures en acier des matériels des INB et II d'INBS Dispositions complémentaires à l'utilisation des Eurocodes	Indice : A

Annexe 3 – Glossaire

AFCEN	Association Française pour les règles de Conception, de Construction et de surveillance en Exploitation des chaudières électroNucléaires.
AFPS	Association Française du génie Parasismique.
AFNOR	Association Française de Normalisation.
AN	Annexe Nationale.
ASN	Autorité de Sûreté Nucléaire.
BAEL	Béton Armé aux États Limites.
BNCM	Bureau de Normalisation de la Construction Métallique.
CNC2M	Commission de Normalisation de la Construction Métallique et Mixte.
CPT	Cahier des Prescriptions Techniques.
CSTB	Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
CTICM	Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.
DCL	Classe de Ductilité Limitée.
DCM	Classe de Ductilité Moyenne.
EAD	European Assessment Document.
EIP	Élément Important pour la Protection.
EIS	Élément Important pour la Sûreté.
ETE	Évaluation Technique Européenne.
EOTA	European Organisation for Technical Approvals.
EXC	Classe d'Exécution.
HR	Haute Résistance à serrage contrôlé.
HRC	Haute Résistance à précontrainte Contrôlée.
HV	Hochfest Vorgespann (haute résistance pour la précontrainte).
II	Installation Individuelle.
INB	Installation Nucléaire de Base.
INBS	Installation Nucléaire de Base Secrète.
RFS	Règle Fondamentale de Sûreté.
SB	Structural Bolt.
TR	Technical Report.