

Collection **ctim**

# Fixation et ancrage des ossatures métalliques dans le béton

## Conception et dimensionnement



Romain Palacios  
Anthony Rodier

# Fixation et ancrage des ossatures métalliques dans le béton

## Conception et dimensionnement

© CTICM 2023  
ISBN 978-2-902720-53-8

**Dans la même collection :**

## **DÉVERSEMENT DES POUTRES EN ACIER**

**CTICM 2012**

Un guide pratique pour le calcul de la résistance au déversement des poutres selon la norme NF EN 1993-1-1

## **SÉCURITÉ INCENDIE ET CONSTRUCTION MÉTALLIQUE**

**CTICM 2014**

Une entrée en matière pour la compréhension et la connaissance des calculs incendie

## **LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX**

**CTICM 2014** (Nouvelle édition)

L'ouvrage présente les principes et méthodes de la résistance des matériaux illustrés par des exercices.

## **LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX Exercices corrigés**

**CTICM 2011** (Nouvelle édition)

Ce manuel présente les solutions des exercices dont les énoncés sont donnés en fin de chaque chapitre du guide La Résistance des matériaux.

## **CONCEPTION DES BÂTIMENTS SIMPLES À OSSATURE EN ACIER**

**CTICM 2022**

Les règles de bonne pratique pour la conception d'un bâtiment simple en acier, à destination des jeunes ingénieurs, des projeteurs et des étudiants

## **CONCEPTION DES BÂTIMENTS MULTI-ÉTAGÉS À OSSATURE MÉTALLIQUE OU MIXTE**

**CTICM 2023**

Le Code de la propriété intellectuelle et artistique n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article L.122-5, d'une part, que les «copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective» et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, «toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite» (alinéa 1<sup>er</sup> de l'article L. 122-4). «Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal. Il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement la présente publication sans autorisation du Centre Français d'exploitation du droit de Copie (CFC - 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris. Tél.: 01 44 07 47 70, Fax : 01 46 34 67 19).

# Fixation et ancrage des ossatures métalliques dans le béton

## Conception et dimensionnement

Par

**Romain Palacios**  
Chef de projets de recherche

et

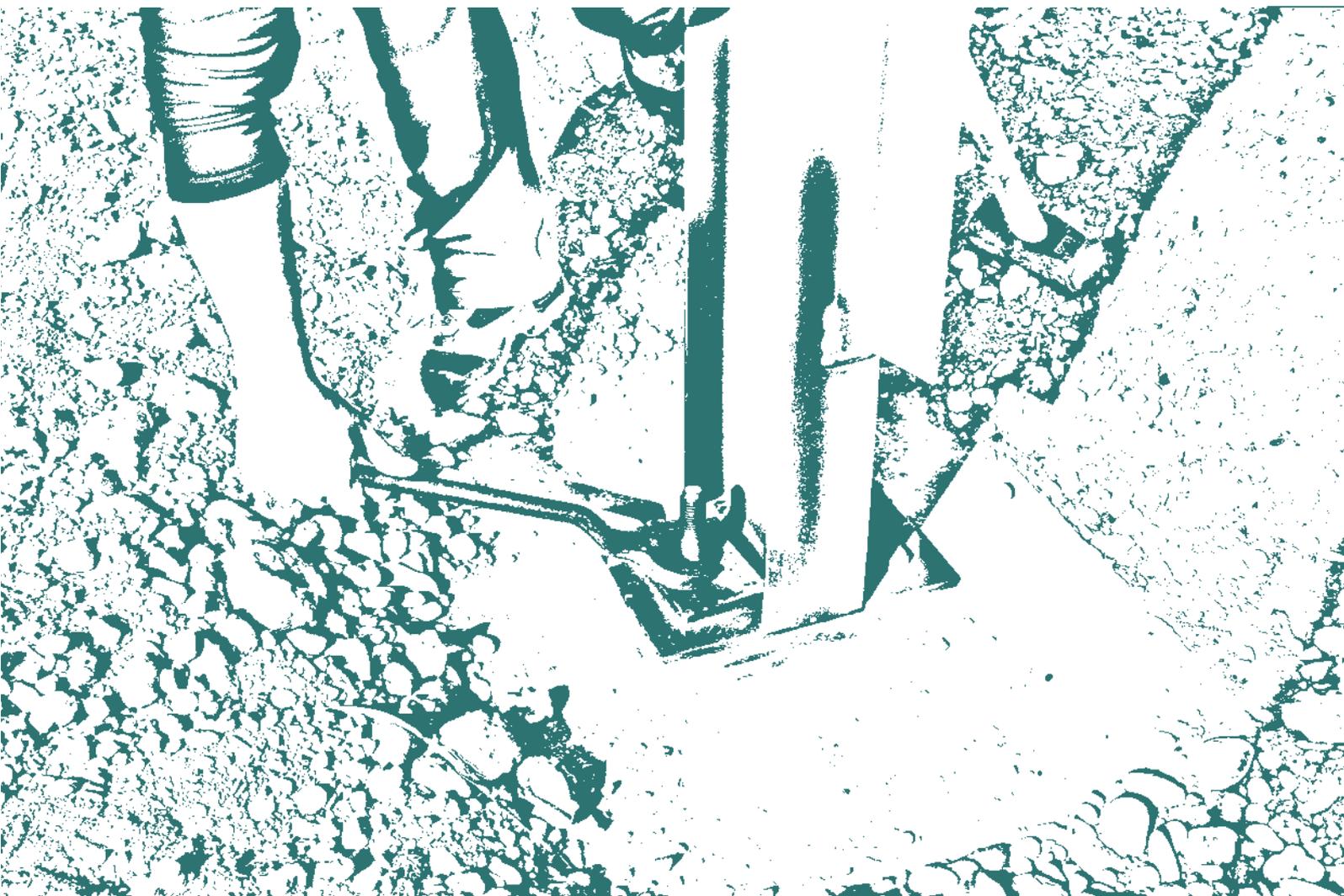
**Anthony Rodier**  
Chef du service formation





# Remerciements

Avant tout propos, les auteurs souhaitent remercier David Aranguiz (Bouygues Construction), Quentin Hassler (CEA), Alain Bureau (CTICM) et Bin Zhao (CTICM) pour leur contribution à la rédaction du présent guide. Par la qualité de leur investissement, ils ont permis d'aboutir à un guide de conception pratique et didactique.





# Sommaire

<b>1. REMERCIEMENTS.....</b>	<b>5</b>
<b>1. OBJET DU DOCUMENT.....</b>	<b>11</b>
1.1 Introduction .....	11
1.2 Références principales.....	11
<b>2. DOMAINE D'APPLICATION.....</b>	<b>13</b>
2.1 Fixation et ancrage.....	13
2.2 Situations accidentelles .....	13
<b>3. DÉFINITION DES TERMES.....</b>	<b>15</b>
3.1 Termes et définitions .....	15
3.1.1 Ancrage .....	15
3.1.2 Tige d'ancrage .....	15
3.1.3 Fixation .....	15
3.1.4 Goujon .....	15
3.1.5 Dispositif d'ancrage .....	15
3.1.6 Sécurisation des ancrages .....	15
3.2 Notations .....	15
<b>4. SYSTÈMES DE FIXATION.....</b>	<b>17</b>
4.1 Définition .....	17
4.2 Chevilles mécaniques .....	17
4.2.1 Chevilles à expansion.....	17
4.2.2 Chevilles à verrouillage de forme .....	18
4.3 Chevilles à scellement .....	18
4.4 Vis à béton.....	19
4.5 Goujons à tête.....	20
<b>5. SYSTÈMES D'ANCRAGE.....</b>	<b>23</b>
5.1 Définition .....	23
5.2 Tiges droites, à simple courbure ou à double courbure .....	23
5.3 Tige d'ancrage avec plaquette .....	24

<b>6. FIXATION PAR GOUJONS À TÊTE.....</b>	<b>25</b>
6.1 Coefficients partiels.....	25
6.2 Résistance en traction .....	25
6.2.1 Distribution de l'effort de traction.....	25
6.2.2 Rupture de l'acier de la fixation .....	26
6.2.3 Rupture par cône de béton.....	27
6.2.4 Rupture par extraction-glissement.....	31
6.2.5 Rupture par éclatement latéral du béton .....	32
6.2.6 Dispositions constructives contre le fendage.....	32
6.3 Résistance à l'effort tranchant .....	33
6.3.1 Distribution de l'effort tranchant.....	33
6.3.2 Rupture de l'acier .....	34
6.3.3 Rupture du béton par effet de levier.....	35
6.3.4 Rupture du bord du béton.....	36
6.4 Éléments de conception et de dimensionnement des armatures.....	40
6.4.1 Dispositions générales de ferrailage.....	40
6.4.2 Dispositions vis-à-vis des modes de rupture en traction .....	41
6.4.3 Vérifications alternatives vis-à-vis de la traction en présence d'armatures de renfort .....	42
6.4.4 Dispositions de ferrailage vis-à-vis des modes de rupture en cisaillement.....	44
6.4.5 Vérifications alternatives vis-à-vis de l'effort tranchant en présence d'armatures de renfort.....	45
6.5 Interactions.....	46
6.5.1 Sans armature de renfort .....	46
6.5.2 Avec armatures de renfort .....	47
6.6 Exemple 1 – Suspente .....	48
6.6.1 Hypothèses.....	48
6.6.2 Résistances en traction.....	50
6.6.3 Vérification de l'assemblage.....	52
6.6.4 Armatures complémentaires.....	52
6.7 Exemple 2 – Plaque d'ancrage dans une retombée de poutre .....	55
6.7.1 Hypothèses.....	55
6.7.2 Résistances en traction.....	57
6.7.3 Résistances au cisaillement.....	59
6.7.4 Vérification de l'assemblage.....	62
6.7.5 Armatures complémentaires.....	62
<b>7. ANCRAGE DE PIED DE POTEAU .....</b>	<b>65</b>
7.1 Démarche .....	65
7.2 Distribution des efforts.....	65
7.3 Coefficients partiels.....	67

7.4	Résistance en traction .....	68
7.4.1	Rupture de l'acier de la tige d'ancrage .....	68
7.4.2	Rupture par défaut d'adhérence .....	69
7.4.3	Rupture par écrasement local du béton .....	76
7.5	Résistance en cisaillement .....	81
7.5.1	Rupture de l'acier de la tige d'ancrage .....	81
7.5.2	Rupture de la tige d'ancrage au contact du béton .....	81
7.6	Éléments de conception et de dimensionnement des armatures.....	82
7.6.1	Massif béton .....	82
7.6.2	Dispositions de ferrailage vis-à-vis de la traction .....	83
7.6.3	Dispositions de ferrailage vis-à-vis du cisaillement .....	84
7.7	Interactions.....	85
7.8	Exemple 1 – Pied de poteau articulé.....	86
7.8.1	Hypothèses .....	86
7.8.2	Résistances en traction.....	88
7.8.3	Résistances au cisaillement .....	89
7.8.4	Vérification de l'assemblage.....	90
7.9	Exemple 2 – Pied de poteau encastéré.....	91
7.9.1	Hypothèses .....	91
7.9.2	Résistance en traction .....	92
7.9.3	Résistance au cisaillement.....	93
7.9.4	Vérification de l'assemblage.....	93
7.9.5	Choix d'une plaquette d'ancrage .....	94
<b>8.</b>	<b>RÉFÉRENCES .....</b>	<b>95</b>



# Objet du document

## 1.1 Introduction

Les fixations et les ancrages sont des éléments couramment utilisés en construction pour attacher des ossatures métalliques sur des structures en béton armé (fondations, voiles, voire poutres ou poteaux). Les produits disponibles sur le marché sont nombreux : chevilles mécaniques ou chimiques, goujons à tête, tiges d'ancrage, etc. En fonction du dispositif retenu, les méthodes de dimensionnement à appliquer ne sont pas les mêmes. Pour certains, il convient de négliger la présence d'armature, alors que pour d'autres, le ferrailage est partie intégrante de l'assemblage.

Les règles de dimensionnement à appliquer pour ces éléments ne sont pas décrites dans un document unique. Le concepteur doit souvent se référer à plusieurs textes, qu'il s'agisse de normes ou de guides techniques, pour concevoir une attache comportant des fixations ou des ancrages. Il est parfois même nécessaire de rechercher certains paramètres de calcul dans des textes aujourd'hui caducs.

Concevoir un assemblage situé à l'interface de la charpente métallique et du béton armé implique d'étudier de nombreux modes de ruine portant sur l'acier ou sur le béton. En fonction du type d'ancrage ou de fixation étudié, certains modes de ruine deviennent significatifs, alors que d'autres peuvent être écartés. La présence d'armatures dans l'évaluation de la résistance influence également le mode de ruine qui peut être attendu.

Ce guide est avant tout une synthèse des connaissances actuelles et des textes disponibles sur le sujet des ancrages et des fixations. Il décrit également les méthodes de calcul proposées dans plusieurs références et présente les modes de ruine associés à chaque type d'ancrage ou de fixation. Ainsi, le lecteur est accompagné dans ses démarches de calcul et trouve une présentation pratique des concepts clés du dimensionnement des ancrages et des fixations. Des exemples concrets sont également proposés pour mettre en application les formules et mieux appréhender les ordres de grandeur.

## 1.2 Références principales

Il existe à ce jour plusieurs documents techniques auxquels le concepteur peut se référer dans ses démarches de vérification. Le présent guide s'appuie notamment sur quatre d'entre eux :

- **Le bulletin n° 58 de la FIB [1]**, ouvrage de référence pour les éléments de fixation, rassemble les connaissances techniques les plus récentes sur le sujet. Ce document traite des systèmes de fixation post ou pré-scclés. Les formules qui y sont décrites ne semblent pas appropriées pour les éléments d'ancrage « long » tels que ceux usuellement rencontrés en pied de poteau.
- **La Partie 4 de l'Eurocode 2 [9]** reprend, quasiment à l'identique, une partie des méthodes de calcul présentées dans le bulletin n° 58 de la FIB. Cette norme traite essentiellement des fixations post-scclées telles que les chevilles mécaniques ou à scellement. Avec quelques adaptations minimales, il est possible de vérifier des fixations par goujon à tête grâce aux méthodes qui y sont proposées. Il est à noter que ces méthodes supposent toujours, en première approche, l'absence d'armature dans le béton. C'est aussi l'hypothèse initiale qui est posée dans le bulletin n° 58 de la FIB.

- **Les recommandations de la CNC2M [14]** donnent des éléments de calcul pour la vérification des ancrages en pied de poteau. Ce document a été rédigé en accord avec les principes de la Partie 1-8 de l'Eurocode 3 [10]. Trois types d'ancrage y sont décrits : droit, courbe et muni d'une plaquette. Des formules de résistance sont également proposées. Ces dernières permettent d'effectuer les vérifications locales dans le béton armé. Certains modes de ruine ne sont pas couverts et ces méthodes ne permettent pas de tenir compte de la présence des armatures.
- **La Partie 1-1 de l'Eurocode 2 [8]** est la norme dont le domaine d'application couvre les massifs de fondation en béton armé sur lesquels sont fixés des ancrages de pied de poteau. Cette norme permet de prolonger les vérifications amorcées avec les recommandations de la CNC2M, en s'intéressant non seulement aux phénomènes locaux mais aussi à la diffusion globale des efforts. Elle s'appuie pour cela sur des modèles de bielles et de tirants.

Cet ouvrage a pour but de synthétiser les méthodes présentées dans toutes ces références et de fournir au concepteur des démarches de calcul qui lui permettent de vérifier de manière globale les fixations par goujons soudés ainsi que les ancrages en pied de poteau. Des dispositions constructives et des approches simplifiées de dimensionnement sont données afin de concevoir également un ferrailage de principe, adapté au cheminement des efforts.



*Autres références – La question des ancrages est également abordée dans les guides de conception et de dimensionnement rédigés par Yvon Lescouarc'h [16] et [17]. Ces guides font encore figure de référence dans le domaine des pieds de poteau. Les prescriptions qui y sont données en matière de tiges d'ancrage ont été reconduites dans les recommandations de la CNC2M, lorsqu'elles étaient compatibles avec l'Eurocode.*

*L'un des guides Eurocode proposés par le CSTB [19] traite des pieds de poteau et plus particulièrement de la question des ancrages.*

*Les guides de conception issus du projet INFASO+ [18] donnent des règles d'application de la méthode des composants au cas des plaques d'ancrage goujonnées. Ils traitent principalement de l'évaluation de la rigidité pour cette catégorie d'assemblage. La question de la rigidité n'étant pas abordée dans le présent guide, ces guides sont ici simplement cités à titre informatif.*

# 2 Domaine d'application

## 2.1 Fixation et ancrage

Dans cet ouvrage, deux types d'organes d'assemblage ont été distingués : les fixations, qui peuvent être post-scellées ou pré-scellées et les ancrages, qui sont toujours pré-scellés. Les fixations correspondent au domaine d'application de la Partie 4 de l'Eurocode 2. La distinction entre ces deux catégories est cohérente avec le projet de révision de la Partie 1-8 de l'Eurocode 3. Elle est notamment fondée sur la possibilité de compter ou non sur la résistance du béton en traction pour la reprise des efforts.

Pour les fixations, les vérifications sont avant tout locales ; et il est toujours supposé en premier lieu que le béton n'est pas armé. Par conséquent, le béton peut être sollicité en traction et le mode de ruine dimensionnant de l'assemblage conduit à la formation de fragments se détachant de l'élément principal. Cela correspond à la « théorie de calcul des fixations » utilisée dans la Partie 4 de l'Eurocode 2. Si la position des armatures est connue, il est possible de prendre ces dernières en compte pour améliorer la résistance de l'assemblage vis-à-vis de certains modes de ruine ou, tout simplement, de négliger l'influence des armatures. Pour les ancrages, les vérifications sont locales et globales et, pour ces dernières, les armatures sont systématiquement prises en compte. La résistance en traction du béton est négligée conformément aux principes de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2. Les efforts de traction transitent par les armatures, au sein d'un modèle de bielles et de tirants qui doit être défini par le concepteur.

Cet ouvrage traite uniquement de la vérification et du dimensionnement des fixations ou des ancrages pré-scellés. Une revue des fixations post-scellées est proposée, cependant les méthodes de calcul propres à ces éléments ne sont pas développées. Le présent guide ne traite que des fixations et des ancrages transmettant des efforts de traction ou de cisaillement au sein d'assemblages plus complexes. Par conséquent, la vérification des autres composants de l'assemblage, tels que les platines ou les bèches, n'est pas abordée. La question de la rigidité de l'assemblage n'est pas non plus abordée.



**Nombre limite de fixations dans un groupe** – Dans les cas des goujons à tête, seules les configurations d'assemblage comportant 9 éléments au maximum sont couvertes par la Partie 4 de l'Eurocode 2. Le bulletin n° 58 de la FIB indique que ce domaine d'application peut être étendu à des configurations comptant un plus grand nombre de fixations. Il convient pour cela vérifier l'hypothèse d'équi-répartition des efforts sur les fixations, tant pour la traction que pour l'effort tranchant, en l'absence d'excentrement. La platine doit donc être suffisamment rigide et les effets d'un éventuel traînage de cisaillement doivent être pris en compte.

## 2.2 Situations accidentelles

Les vérifications spécifiques en situation de séisme et d'incendie ne sont pas détaillées dans le présent guide. En particulier, les coefficients partiels sont à adapter pour ces deux situations.

Des règles concernant le calcul de l'action sismique dans les systèmes de fixation sont données dans la Partie 4 de l'Eurocode 2 et son annexe nationale, dans la FD P06 029 [12] et dans le *Guide de dimensionnement des éléments non structuraux du cadre bâti*. Ce guide est d'application obligatoire. Dans le cas des goujons à tête pré-scellés, dans la mesure où les dispositions d'armature sont connues et suffisantes pour limiter l'ouverture de fissure à 0,3 mm à l'ELS, la fixation ou le groupe de fixations peut être vérifié pour chaque mode de ruine présenté au § 6, avec la résistance caractéristique indiquée pour chacun d'entre eux. À condition de négliger la

dissipation d'énergie au travers des fixations, aucune autre vérification n'est nécessaire pour des goujons à tête pré-scclés soumis à une traction et à un effort tranchant.

Les actions sismiques qui sont appliquées aux ancrages de pied de poteau sont déterminées en se référant aux recommandations de la CNC2M [15] et à la Partie 1 de l'Eurocode 8 [11]. Les ancrages de pied de poteau doivent être vérifiés en utilisant les résistances caractéristiques du § 7. Aucune disposition constructive particulière liée au séisme n'est à prévoir pour ces éléments.

Les éléments supports en béton armé sur lesquels sont fixées les ossatures métalliques (poutre, voile, massif de fondation) doivent respecter les règles énoncées dans la Partie 1 de l'Eurocode 8.

En matière d'incendie, la justification de la performance au feu des ancrages peut se baser sur l'annexe D de la Partie 4 de l'Eurocode 2 [9], le rapport technique TR 020 de l'EOTA [27] ou plus simplement sur les documents techniques des fabricants d'éléments d'ancrage, tels que les documents techniques d'application (DTA) ou agréments techniques européens (ETA), qui indiquent habituellement :

- le classement en réaction au feu de l'élément d'ancrage ;
- les valeurs caractéristiques de résistance au feu de l'élément d'ancrage : résistance caractéristique en traction et au cisaillement.

Le cas échéant, la justification peut également prendre la forme d'un avis technique (ATec) ou d'une appréciation délivrée par un laboratoire agréé par le ministère de l'Intérieur en résistance au feu ou en réaction au feu.

# 3 Définition des termes

## 3.1 Termes et définitions

Les définitions proposées dans les paragraphes suivants ont pour objet de faciliter la compréhension des concepts détaillés dans le présent guide. Elles peuvent, à ce titre, s'attacher à décrire certains aspects qui ne sont pas nécessairement mis en avant dans les acceptions courantes des termes.

### 3.1.1 Ancrage

Élément en acier pré-scélé dans un élément béton dont la fonction est de transmettre des efforts de traction et de cisaillement à l'interface acier-béton. Pour le dimensionnement d'un ancrage, la résistance en traction du béton n'est pas prise en compte.

### 3.1.2 Tige d'ancrage

Ancrage généralement long et principalement utilisé dans les assemblages de pied de poteau. Elle peut être droite, courbée ou munie d'une plaquette ou d'une queue-de-carpe.

### 3.1.3 Fixation

Élément en acier ou en fonte malléable. Il s'agit généralement d'un élément post-scélé, sauf dans le cas d'un goujon qui est pré-scélé et qui entre dans cette catégorie. Pour le dimensionnement d'une fixation, il convient de recourir à la « théorie des fixations » qui utilise la résistance du béton en traction et ne tient pas compte du ferrailage de l'élément en première approche.

### 3.1.4 Goujon

Type de fixation soudé à la platine d'ancrage. Il est constitué d'une tige métallique surmontée d'une tête. Contrairement à la majorité des fixations, le goujon est pré-scélé.

### 3.1.5 Dispositif d'ancrage

Assemblage comportant, au minimum, une platine sur laquelle sont connectés des fixations ou des ancrages et qui assure la transmission des efforts entre un profilé métallique (poutre ou poteau) et un élément structurel en béton armé (poutre, voile, massif de fondation, etc.).

### 3.1.6 Sécurisation des ancrages

Partie de l'ancrage dont le rôle est d'éviter sa rupture fragile par une perte d'adhérence. Il peut s'agir par exemple d'un crochet, d'une queue-de-carpe ou d'une plaquette.

## 3.2 Notations

$E$	Module d'Young de l'acier
$c$	Distance au bord le plus proche
$c_1$	Distance au bord longitudinale par rapport à l'effort tranchant, voir <a href="#">Figure 1</a>
$c_2$	Distance au bord transversale par rapport à l'effort tranchant, voir <a href="#">Figure 1</a>
$d$	Diamètre nominal de la fixation ou de l'ancrage

$d_h$	Diamètre de la tête du goujon
$k$	Hauteur de la tête du goujon
$h$	Épaisseur de l'élément béton
$h_{ef}$	Profondeur d'ancrage effective de la fixation ou de l'ancrage
$h'_{ef}$	Profondeur d'ancrage effective modifiée de la fixation ou de l'ancrage
$h_{nom}$	Hauteur nominale de la fixation
$n_b$	Nombre d'ancrages ou de fixations présents dans le groupe
$n_{bt}$	Nombre d'ancrages ou de fixations tendus présents dans le groupe
$s$	Entraxe le plus faible entre fixations ou ancrages d'un même groupe
$s_1$	Entraxe longitudinal par rapport à l'effort tranchant, voir Figure 1
$s_2$	Entraxe transversal par rapport à l'effort tranchant, voir Figure 1
$t_p$	Épaisseur de la platine
$A_s$	Aire résistante en traction d'un goujon ou de la tige d'ancrage
$f_{ck}$	Résistance caractéristique du béton en compression
$f_{ctk,0.05}$	Résistance caractéristique (fractile 5 %) en traction du béton
$f_{yk}$	Limite d'élasticité de l'acier employé dans la fabrication du goujon
$f_{uk}$	Résistance ultime de l'acier employé dans la fabrication du goujon
$f_{ub}$	Résistance ultime à la traction de la tige d'ancrage
$N_{Ed}^h$	Effort de traction agissant sur la fixation ou l'ancrage le plus sollicité
$N_{Ed}^g$	Effort de traction agissant sur le groupe de fixations ou d'ancrages actifs
$V_{Ed}^h$	Effort tranchant agissant sur la fixation ou l'ancrage le plus sollicité
$V_{Ed}^g$	Effort tranchant agissant sur le groupe de fixations ou d'ancrages actifs
$\phi$	Diamètre des armatures

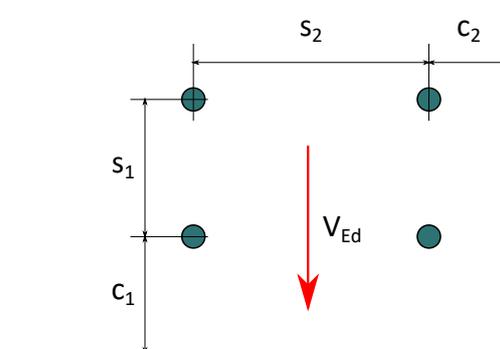


Figure 1 – Définition des entraxes et des distances aux bords

# Systèmes de fixation

## 4.1 Définition

Dans le cadre du présent guide, les fixations entre une ossature en acier et le béton correspondant au domaine d'application de la Partie 4 de l'Eurocode 2 sont simplement désignées « fixations ».

Les fixations post-scellées sont des produits industriels. Les caractéristiques géométriques et techniques d'une cheville ou d'une vis varient d'un fabricant à l'autre. L'utilisateur choisit un produit dans la gamme appropriée, en fonction de la résistance dont il a besoin. C'est le fabricant qui évalue la résistance de la fixation en se basant sur les préconisations de la Partie 4 de l'Eurocode 2 d'une part, et, pour la plupart des produits, sur un agrément technique européen (ATE) qui fixe les valeurs des paramètres de calcul.

Les fixations pré-scellées se distinguent des précédentes par leur installation qui se fait avant le coulage de l'élément béton. Si leur mise en œuvre nécessite souvent plus de préparation, elles présentent par contre l'intérêt de reprendre un effort généralement plus important, en particulier lorsqu'elles sont renforcées par des armatures.

## 4.2 Chevilles mécaniques

### 4.2.1 Chevilles à expansion

Ces chevilles sont souvent présentées sous l'appellation « goujons » dans les catalogues. Dans le présent guide, l'appellation « goujon » sera réservée aux fixations pré-scellés à tête. Les chevilles sont constituées d'une tige filetée sur laquelle est usiné un cône serti d'une bague munie généralement de trois ou quatre segments d'expansion. Au serrage, la tige fait pression sur la bague et les segments se déploient pour se plaquer contre les parois de la cavité.

Les charges de traction sont transmises par frottement de la partie déployée sur le béton. La résistance de ces fixations en traction est donc proportionnelle à la profondeur d'ancrage dans le béton.

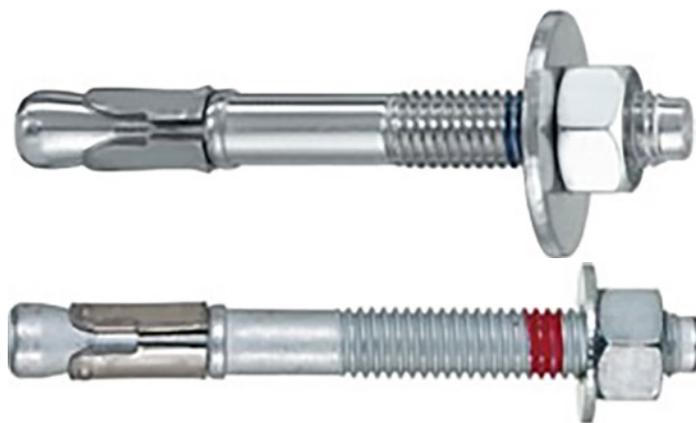


Figure 2 – Exemples de chevilles à expansion ©Hilti

Il existe plusieurs types de chevilles en fonction du procédé d'installation. Ces chevilles peuvent être installées soit en les frappant, soit par application d'un couple. Le choix du produit à utiliser

peut être orienté par la nature du support (béton fissuré ou non), ou par les conditions d'utilisation (zone sismique).

	Traction [kN]	Cisaillement [kN]
<b>M10</b>	5	15
<b>M12</b>	10	20
<b>M16</b>	15	40
<b>M20</b>	20	65

Tableau 1 – Ordres de grandeur des résistances pour une cheville à expansion isolée et loin de tout bord, C20/25, béton fissuré

#### 4.2.2 Chevilles à verrouillage de forme

Ces chevilles présentent une partie de tige qui se déploie à la mise en place. La partie déployée forme un ergot qui se fixe dans le béton.

L'essentiel des charges de traction qui sont appliquées à la fixation sont transmises au support béton par ce point de contact.



Figure 3 – Exemples de chevilles à verrouillage ©Hilti

Le comportement de ce type de fixation est très proche de celui des goujons à tête. À diamètre égal, les chevilles à verrouillage de forme offrent une résistance à la traction plus élevée que celle des chevilles à expansion.

	Traction [kN]	Cisaillement [kN]
<b>M10</b>	15	15
<b>M12</b>	20	20
<b>M16</b>	50	45
<b>M20</b>	60	70

Tableau 2 – Ordres de grandeur des résistances estimées pour une cheville à verrouillage de forme isolée et loin de tout bord, C20/25, béton fissuré

### 4.3 Chevilles à scellement

Ces chevilles sont fixées au béton dans un trou rempli de produit de scellement. La nature chimique du produit de scellement est variable d'un fabricant à l'autre. Il peut s'agir de résine époxy, polyester ou vinylester.

Pour cette catégorie de fixation, il est essentiel que le trou d'ancrage soit parfaitement nettoyé.



Figure 4 – Exemples de chevilles à scellement ©Hilti

Cette catégorie de fixation comprend aussi les douilles taraudées qui, une fois scellées dans le béton, peuvent accueillir une tige filetée. Elles ont l'avantage de pouvoir être employées sur des supports en maçonnerie.

	Traction [kN]	Cisaillement [kN]
<b>M10</b>	10	10
<b>M12</b>	20	15
<b>M16</b>	35	35
<b>M20</b>	50	40

Tableau 3 – Ordres de grandeur des résistances estimées pour une cheville à scellement isolée, loin de tout bord, C20/25, béton fissuré

## 4.4 Vis à béton

Les vis à béton sont des fixations très rudimentaires qui s'insèrent dans le support béton à l'aide d'une boulonneuse. En théorie, elles sont réutilisables car elles ne sont pas déformées lors de l'installation.



Figure 5 – Exemples de vis à béton ©Hilti

Généralement, ces vis se terminent par une tête hexagonale, mais certains produits présentent une partie filetée susceptible d'accueillir un écrou. Leur résistance à la traction est relativement faible.

	Traction [kN]	Cisaillement [kN]
<b>M10</b>	10	20
<b>M12</b>	15	20
<b>M16</b>	25	25

Tableau 4 – Ordres de grandeur des résistances estimées pour une vis à béton isolée, loin de tout bord, C20/25, béton fissuré

## 4.5 Goujons à tête

Les goujons sont des fixations composées d'une tige lisse surmontée d'une tête plus large. Leur géométrie est définie dans la norme NF EN ISO 13918 [4].

Diamètre de la tige	$d$	[mm]	9,5	10	12,7	13	16	19	22	25	25,4
Diamètre de la tête	$d_h$	[mm]	19	19	25	25	32	32	35	40	41
Hauteur de la tête	$k$	[mm]	7	7	8	8	8	10	10	12	12

Tableau 5 – Dimensions des têtes de goujon selon l'NF EN ISO 13918



Figure 6 – Exemples de goujons

Les goujons à tête sont soudés directement à une platine. L'ensemble forme une plaque d'ancrage qui est positionnée sur le coffrage béton, avant coulage. Pour réaliser l'assemblage sur ces plaques, il est possible soit de souder la poutre directement pour réaliser un encastrement, soit de souder un ou deux goussets intermédiaires pour réaliser une articulation. Ces goussets sont positionnés de part et d'autre de l'âme de la poutre. En pratique, le premier gousset est relié à la platine par un double cordon de soudure, tandis que le second est chanfreiné pour n'être soudé que d'un seul côté. Une autre conception consiste à souder un corbeau retroussé sur lequel la poutre sera simplement appuyée, au moyen d'une platine débordante.

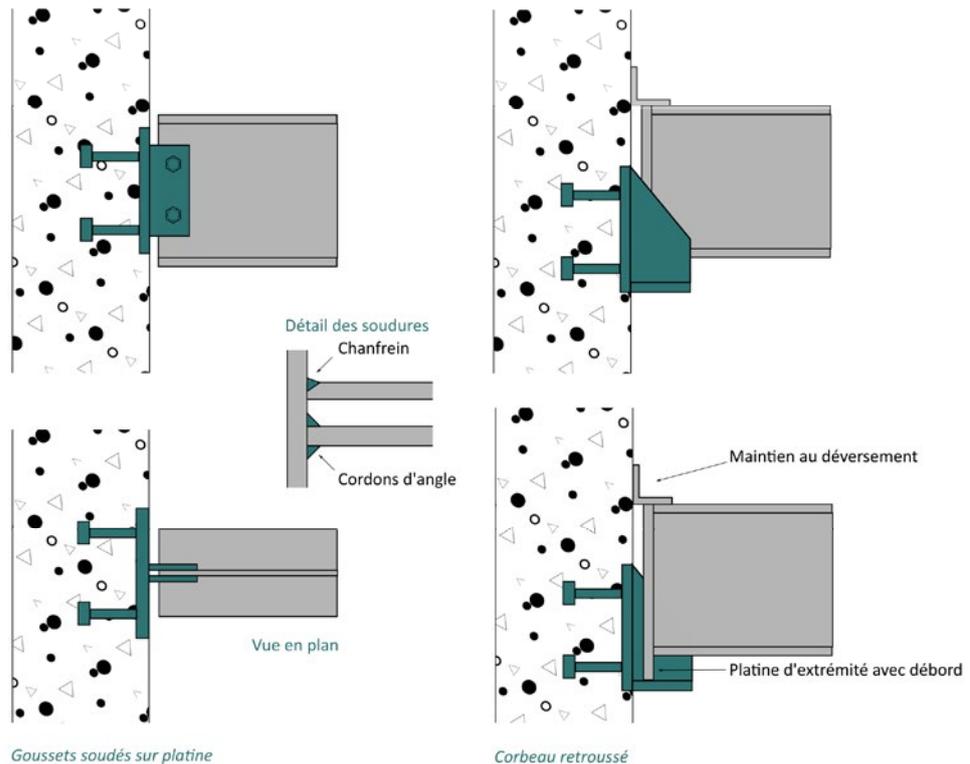


Figure 7 – Exemples d'assemblages réalisés avec des goujons soudés

Les aciers utilisés pour les goujons doivent être soudables. Les aciers de goujons sont désignés par la nomenclature SD1 ou SD2 par la NF EN ISO 13918. Notons que la limite d'élasticité, notée ici  $R_{eH}$ , a pour valeur minimale 350 MPa pour SD1 et 235 MPa pour SD2, et que la résistance à la traction, notée ici  $R_m$ , ne doit pas être inférieure à 450 MPa pour les aciers SD1, et 400 MPa pour une partie des aciers SD2.

Il est aussi possible de trouver sur le marché des goujons réalisés avec un acier de nuance S355, conformément à la NF EN 10025-2 [5].

Symbole	Matériau/groupe de matériaux/ Classe de propriétés	Caractéristiques mécaniques des goujons finis
SD1	Groupe de matériaux 1* avec les limites suivantes	$R_m \geq 450 \text{ N/mm}^2$
	$C \leq 0,2 \%$	$R_{eH} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
	$CEV \leq 0,35$	$A_5 \geq 15 \%$
	$Al \geq 0,02 \%$	
SD2	Groupe de matériaux 1* avec les limites suivantes	$R_m = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ à } 550 \text{ N/mm}^2$
	$C \leq 0,2 \%$	$R_{eH} \geq 235 \text{ N/mm}^2$
	$CEV \leq 0,35$	$R_{p0,2} \geq 235 \text{ N/mm}^2$
	$Al \geq 0,02 \%$	$A_5 \geq 20 \%$

\* Aciers à grains fins selon l'ISO/TR 15608

$C$  Taux de carbone dans l'acier

$Al$  Taux d'aluminium dans l'acier

$CEV$  Taux de carbone équivalent

$R_{eH}$  Limite d'élasticité

$R_m$  Résistance à la traction

$R_{p0,2}$  Limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % d'allongement

$A_5$  Allongement à la rupture

Figure 8 – Extrait du tableau 2 la norme EN NF EN ISO 13918 Soudage – Goujons et Bagues Céramiques pour le soudage à l'arc des goujons

Les énergies de soudage nécessaires pour assembler des goujons peuvent être importantes et il n'est pas toujours possible de les assembler sur chantier. Dans une majorité de projets, les goujons sont soudés en atelier, ce qui permet également de s'affranchir des mauvaises conditions atmosphériques.



# 5 Systèmes d'ancrage

## 5.1 Définition

Dans le cadre du présent guide, les dispositifs d'ancrage traditionnels tels que les crosses, les tiges à plaquette, etc. qui ne sont pas explicitement couverts par la Partie 4 de l'Eurocode 2 sont simplement désignés « ancrages ».

Ces produits sont principalement utilisés dans le cas de pieds de poteau d'ossature métallique.

En majorité, les tiges d'ancrage sont produites à partir de ronds lisses qui sont filetés, en partie ou totalité, et mis en forme selon les besoins.

Comme pour les autres produits laminés à chaud, les nuances qui peuvent être utilisées sont décrites par la NF EN 10025-2 : S235, S275, S355, etc. Toutefois, dans le cas des tiges d'ancrage, il est également possible d'employer des aciers à la désignation plus spécifique aux produits de boulonnerie. Ces derniers sont alors désignés par leur classe de qualité : 4.6, 8.8, 10.9, etc.

## 5.2 Tiges droites, à simple courbure ou à double courbure

Ces tiges d'ancrage transmettent les efforts de traction par adhérence entre l'acier et le béton. La résistance de ces ancrages est fortement impactée par la profondeur d'ancrage effective qui est mise en œuvre.



Figure 9 – Exemples d'ancrages droits et courbes

La tige droite est le dispositif d'ancrage le plus simple qui consiste en une simple tige filetée à son extrémité. **L'emploi des tiges droites, sans moyen de sécurisation (crochet ou plaquette, par exemple), est à proscrire.** En effet, en plus de n'offrir qu'une faible résistance à la traction, la ductilité de ce type d'ancrage est insuffisante pour assurer une redistribution plastique des efforts au sein de l'assemblage.



**Tiges droites et revêtement anticorrosion** – Des essais en laboratoire ont montré que la présence d'un revêtement anticorrosion en surface avait pour conséquence d'améliorer l'adhérence de la tige droite dans le béton, voir Palacios [24]. Si cet effet favorable sur la résistance est avéré, il n'a pas été évalué de manière suffisamment exhaustive pour être pris en compte dans les formules de dimensionnement. Dans tous les cas, même en présence d'un revêtement anticorrosion, la ductilité des ancrages droits n'est pas suffisante pour assurer la ductilité de l'assemblage.

Il est possible de donner une courbure aux tiges d'ancrage, en les déformant plastiquement. Pour des raisons pratiques, une seconde courbure peut aussi être envisagée, ce qui permet de positionner l'ancrage au-dessus des armatures du massif béton. Expérimentalement, cette disposition favorise la ruine du béton et présente une résistance moindre qu'une tige à simple courbure. En effet, la poussée au vide qui agit au niveau de la seconde courbure détériore le béton et réduit la résistance de l'assemblage. Cette différence, relativement limitée, n'est pas prise en compte dans les vérifications détaillées dans le présent guide car il est toujours possible d'appliquer les formules issues des recommandations.

Une queue-de-carpe est obtenue en sciant l'extrémité d'une tige d'ancrage et en écartant les deux parties obtenues l'une de l'autre. La forme des queues-de-carpe peut varier d'un fabricant à l'autre.



Figure 10 – Exemple d'ancrage à queue-de-carpe

Cette opération confère à l'ancrage une meilleure résistance en traction et une ductilité acceptable, même s'il n'existe pas à ce jour de méthode de calcul qui permette d'évaluer précisément cette résistance. Il est considéré comme sécuritaire d'utiliser les mêmes formules de résistance que celles existantes pour les tiges droites.

### 5.3 Tige d'ancrage avec plaquette

Ces ancrages sont obtenus en fixant une « plaquette » à l'extrémité d'une tige d'ancrage. En général, il s'agit d'une tôle découpée en carré ou en disque, et percée en son centre. Elle est maintenue au moyen d'écrous sur la tige préalablement filetée. Il peut être également envisagé de souder la plaquette, à condition que l'acier de la tige soit soudable.

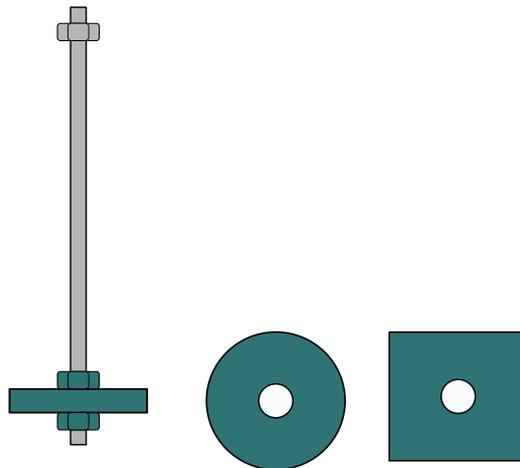


Figure 11 – Tiges d'ancrage avec plaquette

Ces ancrages transmettent des efforts de traction par la butée de la plaquette dans le béton. L'adhérence de la tige doit être négligée dans l'évaluation de la résistance.

# 6 Fixation par goujons à tête

## 6.1 Coefficients partiels

Dans le cadre d'une vérification aux ELU, il convient de comparer les sollicitations pondérées aux résistances de calcul. Pour chaque mode de ruine, ces résistances de calcul sont obtenues à partir des résistances caractéristiques divisées par un coefficient partiel déterminé à partir du tableau 4.1 de la Partie 4 de l'Eurocode 2 et de son annexe nationale.

États limites	Coefficients partiels		
		Situations permanentes et transitoires	Situations accidentelles
<b>Résistance de l'acier de fixation<sup>(1)</sup></b>			
Traction	$\gamma_{Ms}$	$\max\left(1,2 \frac{f_{uk}}{f_{yk}}; 1,4\right)$	$\max\left(1,05 \frac{f_{uk}}{f_{yk}}; 1,25\right)$
Cisaillement	$\gamma_{Ms}$	$\max\left(1,0 \frac{f_{uk}}{f_{yk}}; 1,25\right)$	
		lorsque $f_{uk} \leq 800 \text{ MPa}$ et $\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8$	
		1,5 sinon	1,3 sinon

<sup>(1)</sup> : Pour une meilleure compréhension et dans la suite du guide, le coefficient partiel pour la résistance en traction est noté  $\gamma_{Ms,N}$ , celui pour la résistance au cisaillement est noté  $\gamma_{Ms,V}$

<b>Résistance de l'acier d'armature</b>			
Traction	$\gamma_{Ms, re}$	1,15	1,0
<b>Résistance du béton</b>			
Béton	$\gamma_c$	1,5	1,2 hors situation de séisme 1,3 en situation de séisme
Fixations	$\gamma_{Mc}$	1,5	1,2 hors situation de séisme 1,3 en situation de séisme

Tableau 6 – Coefficients partiels pour les résistances des goujons à tête

## 6.2 Résistance en traction

### 6.2.1 Distribution de l'effort de traction

Lorsque l'assemblage est soumis à un effort de traction centré par rapport au centre de gravité des goujons, on suppose que tous les goujons sont actifs. Si la rigidité de la platine est très élevée, chacun des goujons reprend une charge de même intensité. Dans le cas contraire, l'effort repris par chaque goujon peut être facilement évalué en assimilant la platine et les goujons à une poutre sur plusieurs appuis.

Lorsque l'effort de traction appliqué à l'assemblage est excentré par rapport au centre de gravité des goujons, il se forme un moment secondaire qui doit être repris par l'assemblage.

Dans le cas d'un dispositif d'ancrage soumis à un moment, lorsque les sollicitations sont amenées par un profilé en I, les hypothèses suivantes peuvent être prises :

- la résultante de compression est située au droit de la semelle comprimée ;
- la platine est supposée infiniment rigide et il est alors possible de considérer un comportement élastique de l'assemblage avec une répartition triangulaire des efforts ;
- les fixations situées dans la zone comprimée sont inactives.

De plus, il est supposé que le moment est calculé au droit du parement béton.

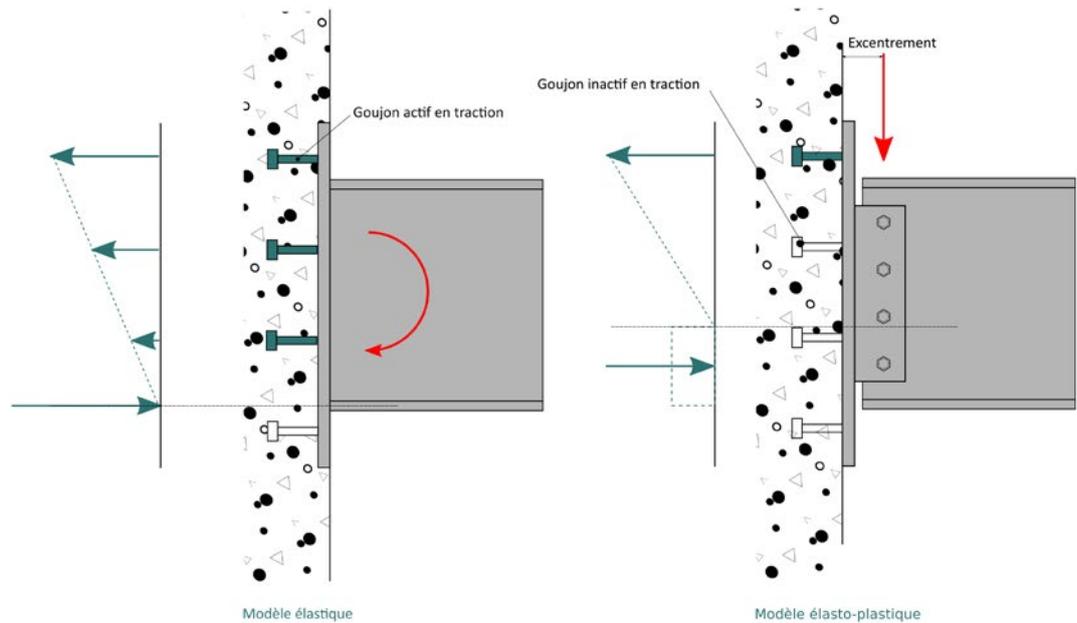


Figure 12 – Distribution des efforts sur les goujons

Lorsque l'effort est transmis à la platine via un gousset rectangulaire, il n'est plus possible de présumer de la position de la résultante comprimée. À des fins de simplification, il est possible de considérer un état d'équilibre élasto-plastique, dans lequel seule la rangée extrême de fixations est activée en traction, la contrainte dans le béton équilibre cet effort et peut être supposée uniforme.

**i** *Comportement plastique de l'assemblage* – Il est possible de prendre en compte la déformation de la platine ainsi qu'une redistribution plastique dans le calcul des efforts sur les fixations. Il convient d'appliquer pour cela le fascicule de documentation FD CEN/TR 17081 [13]. Des précautions sont nécessaires pour assurer une ductilité suffisante des fixations.

### 6.2.2 Rupture de l'acier de la fixation

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.3

Cf. Bulletin n° 58 de la FIB § 10.1.2

Cette vérification vise un goujon isolé, il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,s}/\gamma_{Ms}} \leq 1,0 \tag{1}$$

Avec :

$N_{Ed}^h$  Effort de traction appliqué au goujon le plus sollicité

La résistance caractéristique en traction d'un goujon s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,s} = A_s f_{uk} \tag{2}$$

Les caractéristiques de l'acier peuvent varier d'un fabricant à l'autre, aussi est-il nécessaire de se référer aux spécifications techniques du produit utilisé pour obtenir la résistance en traction réelle. En l'absence de cette donnée, il est sécuritaire de prendre  $f_{uk} = 400 \text{ MPa}$ . Il s'agit de la valeur minimale donnée dans le tableau 2 de la NF EN ISO 13918.



**Spécifications techniques européennes du produit** – La Partie 4 de l'Eurocode 2 renvoie en de nombreux articles aux spécifications techniques du produit, nommées également ETA (European Technical Assessment), en français ETE. Ces documents sont adossés à des EAD (European Assessment Document), qui sont des spécifications techniques harmonisées décrivant les méthodes de détermination des caractéristiques essentielles des produits. Il est à noter que dans le cas des goujons, pour certains paramètres non couverts par les EAD, les ETA ne font que reprendre les valeurs par défaut et très sécuritaires de la NF EN 1992-4.

### 6.2.3 Rupture par cône de béton

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.4

#### 6.2.3.1 Notions d'entraxe et de distance au bord

Avant tout calcul, il est nécessaire d'évaluer l'entraxe, noté  $s$ , et la distance au bord, notée  $c$ , de la fixation ou du groupe de fixations qui est étudié et de les comparer aux valeurs limites  $s_{cr,N}$  et  $c_{cr,N}$ , respectivement.

Les valeurs de  $s_{cr,N}$  et  $c_{cr,N}$  sont supposées être données dans les spécifications techniques du fabricant.

En l'absence de toute information, il est recommandé de considérer la relation suivante :

$$s_{cr,N} = 2 c_{cr,N} = 3 h_{ef} \quad (3)$$

Cette formule dépend de la profondeur d'ancrage effective notée  $h_{ef}$ .

Dans la majorité des cas, schéma de gauche de la Figure 13, c'est la distance qui sépare la face intérieure de la tête de goujon et la face intérieure de la platine.

Pour des platines peu larges et fines par rapport à la hauteur nominale du goujon,  $h_{nom}$ , schéma de droite de la Figure 13, il est possible d'intégrer l'épaisseur de la platine,  $t_p$ , dans la profondeur d'ancrage effective.

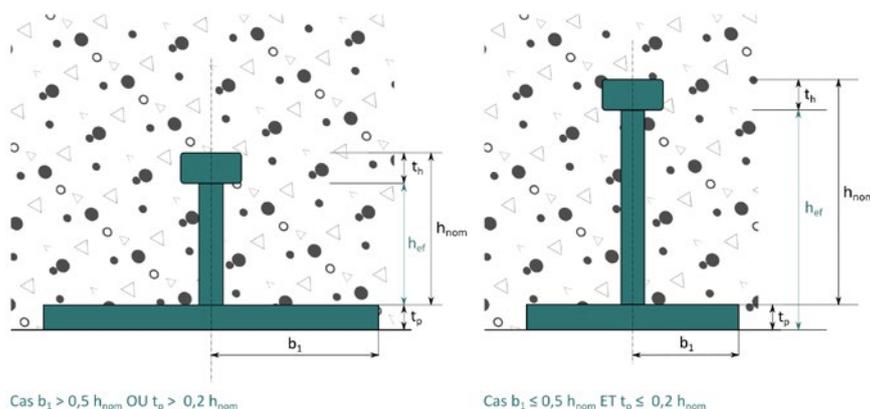


Figure 13 – Définition de la profondeur d'ancrage effective pour un goujon

Les distances au bord et les entraxes d'un groupe de goujons influencent la géométrie du cône de rupture et impactent la résistance en traction qui peut être obtenue.

Si  $s \geq s_{cr,N}$  et  $c \geq c_{cr,N}$  les fixations sont suffisamment espacées et suffisamment éloignées des bords pour que la résistance du groupe soit égale à la somme des résistances individuelles de chaque goujon.

Si  $s < s_{cr,N}$  il y a superposition entre les cônes de rupture individuels des goujons d'un même groupe. La résistance du groupe sera donc plus faible que la somme des résistances individuelles de chaque goujon.

Si  $c < c_{cr,N}$  la proximité d'un bord empêche le cône de rupture de se développer, la résistance du goujon ou du groupe de goujons est réduite.



**Distances critiques** – Les entraxes et les distances au bord critiques sont donnés en fonction de la profondeur d'ancrage effective pour les fixations à tête comme pour les goujons. Pour des fixations impliquant l'adhérence acier-béton, et pour lesquelles la profondeur d'ancrage effective est importante, ces longueurs doivent être adaptées.

### 6.2.3.2 Vérification

Cette vérification vise un groupe de goujons, il convient donc de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} \leq 1 \quad (4)$$

Avec :

$N_{Ed}^g$  Effort de traction appliqué au groupe de goujons

La résistance caractéristique en traction d'un goujon, ou d'un groupe de goujons, s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \quad (5)$$

Avec :

$N_{Rk,c}^0$  Résistance caractéristique d'un goujon isolé, non influencé par des fixations adjacentes ou les bords de l'élément béton

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5}$$

Avec  $f_{ck}$  en MPa et  $h_{ef}$  en mm et le paramètre  $k_1$  tel que :

$$k_1 = 8,9$$

$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$

Rapport qui permet de tenir compte des effets de groupe et de la distance aux bords. Il caractérise la liberté qu'a le cône de rupture de se développer dans l'élément béton. Sa valeur maximale est égale au nombre de goujons présents dans un même groupe.

$A_{c,N}^0$  est la surface projetée de référence qui peut théoriquement être atteinte à la base du cône de rupture, dans le cas d'un goujon isolé et loin de tout bord.

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 9 h_{ef}^2$$

$A_{c,N}$  est la surface projetée réelle qui peut effectivement être atteinte à la base du ou des cônes de rupture pour un goujon ou un groupe de goujons, en tenant compte des distances aux bords et des entraxes réels.

Voir [Figure 15](#).

La surface projetée de référence est obtenue en considérant la base du cône de rupture. Ce cône est supposé pyramidal et de base carrée. Son sommet coïncide avec la jonction entre la tige et la tête du goujon, voir [Figure 14](#).

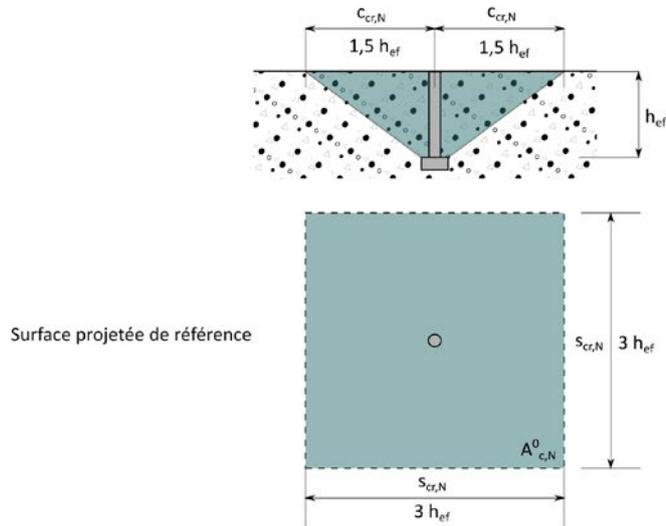


Figure 14 – Définition de la surface projetée de référence pour la rupture par cône de béton

La surface projetée réelle est obtenue en tenant compte de l'entraxe et de la distance au bord des goujons.

La largeur du rectangle peut être réduite en raison d'un entraxe ou d'une distance au bord trop faible, voir Figure 15.

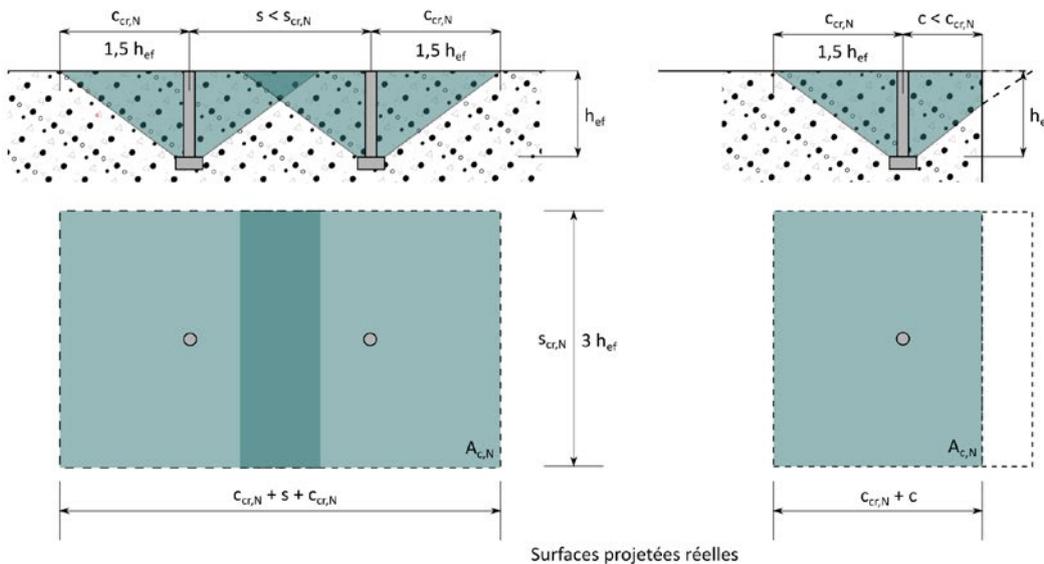


Figure 15 – Définition des surfaces projetées pour la rupture par cône de béton

$\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{re,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$ ,  $\psi_{M,N}$ : Coefficients affectant la résistance caractéristique pour tenir compte des effets locaux. Leur définition est donnée ci-après :

$\psi_{s,N}$  Le coefficient  $\psi_{s,N}$  tient compte de la perturbation des contraintes dans le béton causée par la proximité de plusieurs bords.

En présence de plus d'un bord, c'est-à-dire lorsque la fixation est située dans un angle, ce coefficient a pour expression :

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \text{ mais } \psi_{s,N} \leq 1,0$$

Avec :

$c$  La plus petite des distances au bord

En présence d'un seul bord ou en l'absence de bord :

$$\psi_{s,N} = 1$$

$\psi_{re,N}$  Le coefficient  $\psi_{re,N}$  tient compte de la réduction de résistance due à une densité d'armatures de surface trop élevée.

Lorsque la profondeur d'ancrage effective est inférieure à 100 mm et que l'espacement entre les armatures de surface de l'élément béton est inférieur à 150 mm (100 mm pour des barres de diamètre inférieur à 10 mm) :

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \text{ mais } \psi_{re,N} \leq 1,0$$

Sinon :

$$\psi_{re,N} = 1$$

$\psi_{ec,N}$  Le coefficient  $\psi_{ec,N}$  tient compte du fait que les fixations appartenant à un même groupe sont soumises à des niveaux de chargement différents.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{s_{cr,N}}}$$

Avec :

$e_N$  Excentrement entre la résultante de l'effort de traction agissant sur le groupe de fixations et le centre de gravité des fixations tendues, voir [Figure 16](#)

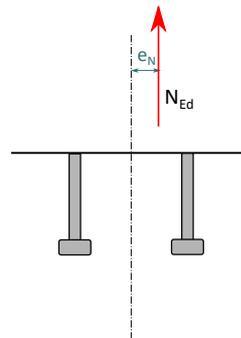


Figure 16 – Excentrement de l'effort normal

S'il existe un excentrement dans deux directions différentes, il convient de relever  $e_{N,1}$  et  $e_{N,2}$  respectivement dans chaque direction.

Le coefficient  $\psi_{ec,N}$  devient alors :

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_{N,1}}{s_{cr,N}}} \frac{1}{1 + \frac{2 e_{N,2}}{s_{cr,N}}}$$

$\psi_{M,N}$  Le coefficient  $\psi_{M,N}$  tient compte, en présence de moment fléchissant, du confinement du béton dans la zone de compression. Cette compression s'oppose à la formation de cônes de béton. Il est recommandé de ne pas prendre en compte cet effet en première approche.

$$\psi_{M,N} = 1$$

**i** *Variante pour la prise en compte d'un excentrement – Il est possible de prendre  $\psi_{ec,N} = 1$  même lorsque l'excentrement n'est pas nul. Pour cela, il convient d'identifier la fixation la plus sollicitée et de vérifier, pour cette fixation, l'inégalité suivante :*

$$\frac{N_{Rk,c}^h}{\gamma_{Mc}} \geq N_{Ed}^h$$

Avec :

$N_{Ed}^h$  Effort de traction agissant sur la fixation

$N_{Rk,c}^h = \frac{N_{Rk,c}}{n_b}$  Résistance du groupe d'ancrage, divisée par le nombre de fixations actives en traction, en considérant que  $\psi_{ec,N} = 1$

#### 6.2.4 Rupture par extraction-glisement

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.5

Cette vérification vise un goujon isolé, il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,p}/\gamma_{Mp}} \leq 1,0 \quad (6)$$

Avec :

$\gamma_{Mp}$  Coefficient partiel égal à  $\gamma_{Mc}$ , dans la norme NF EN 1992-4/NA

Ce mode de ruine correspond à l'écrasement local du béton situé sous la tête du goujon.

La résistance caractéristique en traction d'un goujon s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,p} = p_k A_h \quad (7)$$

Avec :

$p_k$  Résistance caractéristique du béton situé sous la tête du goujon

$$p_k = 7,5 f_{ck}$$

$A_h$  Aire de la surface portante située sous la tête du goujon

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d^2)$$

**i** *Fissuration du béton – En théorie, il serait possible d'améliorer la résistance de la fixation dans les cas où l'on justifierait que le béton ne serait pas fissuré. En pratique, il est très délicat de justifier un tel choix, car même dans le cas d'une fixation positionnée dans un élément entièrement comprimé, les contraintes de traction générées par l'assemblage peuvent suffire à fissurer localement l'élément. Dans le présent guide, il est fait systématiquement l'hypothèse que le béton est fissuré.*

### 6.2.5 Rupture par éclatement latéral du béton

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.8

Cette vérification est nécessaire si une fixation est située à proximité directe d'un bord béton, c'est-à-dire si  $c < 0,5 h_{ef}$ .

En pratique, il n'est pas recommandé de placer une fixation aussi près d'un bord, notamment en raison des conditions d'enrobage et de ferrailage de l'élément béton. C'est une disposition qui est même à proscrire si la fixation est soumise à un effort tranchant dirigé vers le bord en question. Par conséquent, la méthode de vérification vis-à-vis de ce mode de ruine n'est pas détaillée dans le présent guide.

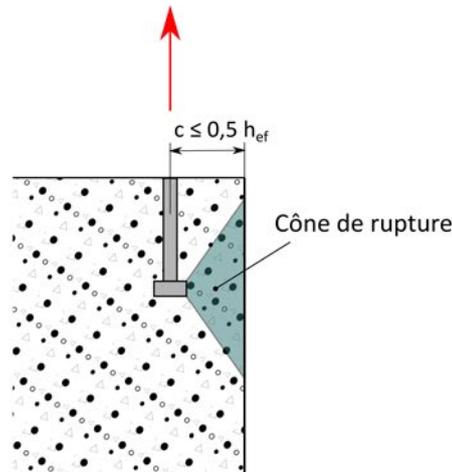


Figure 17 – Ruine par éclatement latéral

### 6.2.6 Dispositions constructives contre le fendage

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.7

Le fendage du béton consiste en l'apparition d'un plan de fissuration, passant par la fixation, et perpendiculaire à la paroi béton. Il est provoqué par des efforts de traction secondaires apparaissant en surface de l'élément béton.

Il existe deux types de fendage: le fendage lié à l'application d'un couple de serrage lors de l'installation de la fixation, pour certaines fixations post-scellées, et le fendage lié à l'application d'un effort de traction à la fixation.

Les goujons à tête étant pré-scellés, ils ne provoquent pas de fendage au cours de leur installation. Le fendage qui peut survenir en phase définitive provient principalement d'un défaut d'armature de peau.

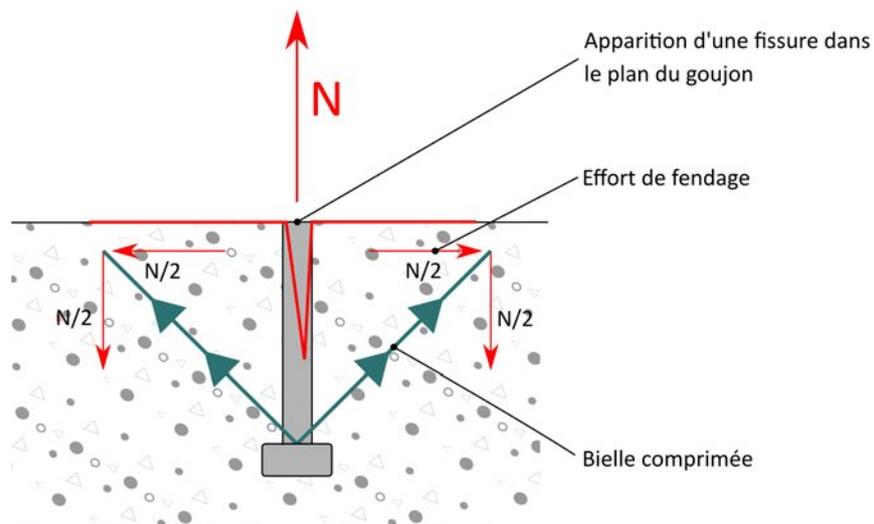


Figure 18 – Fendage provoqué par un goujon

La Partie 4 de l'Eurocode 2 donne une méthode de vérification du fendage pour un élément non armé.

Cette méthode fastidieuse est proche de celle utilisée pour la vérification de la résistance à la rupture par cône. Elle permet seulement d'évaluer la résistance du béton supposé non armé alors que des armatures de peau sont, en général, prévues dans le cas des ancrages pré-scclés. Il semble plus pertinent de choisir ces armatures de manière à prévenir les effets du fendage plutôt que de vérifier ce mode de ruine par le calcul.

Dans ce cas, il convient que :

- les vérifications de rupture par cône et de rupture par extraction-glisement soient menées en considérant un béton fissuré, comme exposé dans les formules présentées respectivement aux paragraphes 6.2.3 et 6.2.4 ;
- la section transversale des armatures de peau passant par le cône de rupture soit dimensionnée pour reprendre la moitié de la résultante de l'effort de traction agissant sur les fixations tendues, dans deux directions orthogonales ;
- l'ouverture de fissure,  $w_k$ , soit limitée à 0,3 mm.



**Maîtrise de la fissuration** – D'après la Partie 1-1 de l'Eurocode 2, il existe deux méthodes pour maîtriser la fissuration. L'une d'entre elles ne nécessite pas de calcul spécifique et consiste à limiter le diamètre et l'espacement des barres d'armature en fonction de la contrainte qu'elles reprennent à l'ELS, voir tableaux 7.2N et 7.3N de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2. Le **Tableau 7** reprend les valeurs de diamètre et d'espacement à ne pas dépasser pour une ouverture de fissure limitée à 0,3 mm.

Contrainte de l'acier [MPa]	Diamètre maximal [mm]	Espacement maximal [mm]
160	32	300
200	25	250
240	16	200
280	12	150
320	10	100
360	8	50

Tableau 7 – Diamètre et espacement d'armature maximaux en fonction des niveaux de contraintes, pour  $w_k = 0,3$  mm

Les valeurs indiquées dans le **Tableau 7** ont été déterminées en supposant un élément béton soumis à une flexion simple. Elles peuvent toutefois être employées même si l'élément béton est principalement tendu.

Les contraintes ELS doivent être obtenues dans le cadre d'une combinaison d'actions quasi permanente. Dans tous les cas, la section minimale d'armature à mettre en œuvre doit être déterminée selon le § 7.3.2 de la NF EN 1992-1-1.

## 6.3 Résistance à l'effort tranchant

### 6.3.1 Distribution de l'effort tranchant

Lorsque la fixation ou le groupe de fixations est éloigné de tout bord, l'effort tranchant doit être réparti équitablement sur l'ensemble des fixations.

Lorsque la fixation ou le groupe de fixations est proche d'un bord, la distribution de l'effort tranchant entre les fixations est dépendante de la distance mesurée parallèlement à la direction de l'effort tranchant,  $c_1$ , qui sépare le bord de l'élément béton de la fixation la plus proche de ce bord.

Une fixation ou un groupe de fixations est considéré comme proche d'un bord lorsque la distance  $c_1$  est inférieure à la distance critique,  $c_{cr,V}$ , dont l'expression tirée de la Partie 4 de l'Eurocode 2 est :

$$c_{cr,V} = \max(60 d, 10 h_{ef}) \quad (8)$$

D'après la clause 6.2.2.2(1)b de la Partie 4 de l'Eurocode 2, seules les fixations les plus proches du bord de l'élément en béton sont supposées être actives pour la vérification de la rupture du bord du béton. Autrement dit, si la rangée de fixations située la plus avant est à moins de  $c_{cr,V}$  du bord béton, alors seule cette rangée de fixations compte dans l'évaluation de la résistance vis-à-vis de la rupture du bord du béton et aucune des rangées situées en arrière n'est prise en compte. Cette règle est indiquée dans le cas des fixations post-scellées, pour lesquelles les trous de la platine présentent des jeux annulaires souvent plus importants que les déformations d'effort tranchant.

Cependant, dans le cas de goujons soudés à une platine, cette règle apparaît trop sécuritaire. Il peut alors être envisagé d'appliquer la règle de répartition donnée au § 4.3.1.3.1(2) du bulletin n° 58 de la FIB, qui consiste à répartir équitablement l'effort tranchant sur l'ensemble des goujons, quelle que soit leur proximité au bord béton.

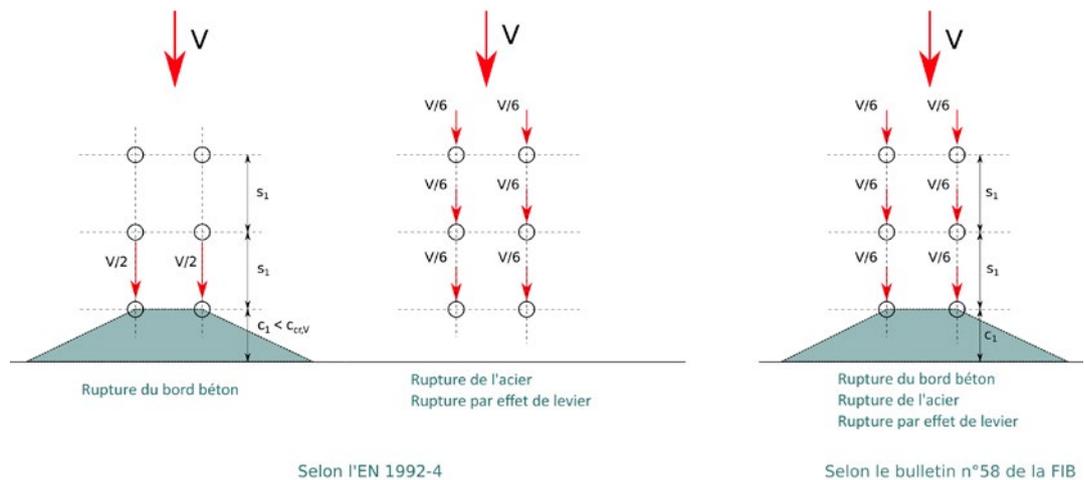


Figure 19 – Répartition des efforts tranchants à considérer en fonction du mode de ruine

**i** **Rupture de bord** – La résistance à ce mode de ruine n'est pas la même suivant la rangée de fixation étudiée. En théorie, il serait possible, sous certaines conditions, de vérifier la rupture du bord béton en considérant la résistance des rangées situées au-delà de la rangée la plus proche du bord. Des essais menés récemment ont permis d'étayer ce modèle de comportement, voir Bokor 2020 [23].

**i** **Torsion** – Lorsqu'un moment de torsion est appliqué à un groupe de fixations, ces dernières sont sollicitées en cisaillement. Les vérifications propres à ce type de sollicitations ne sont pas abordées dans le présent guide. Des précisions concernant la prise en compte de la torsion sont données dans la Partie 4 de l'Eurocode 2.

### 6.3.2 Rupture de l'acier

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.3.1

Cette vérification vise un goujon isolé, il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}^h}{V_{Rk,S}/\gamma_{Ms}} \leq 1,0 \quad (9)$$

Avec :

$V_{Ed}^h$  Effort tranchant appliqué au goujon le plus sollicité

La résistance caractéristique en cisaillement d'un goujon s'exprime comme suit :

$$V_{Rk,s} = k_6 A_s f_{uk} \quad (10)$$

Avec :

$k_6$  Coefficient lié à la ductilité des fixations

$k_6 = 0,6$  pour  $f_{uk} \leq 500 \text{ MPa}$  ;

$k_6 = 0,5$  pour  $500 \text{ MPa} \leq f_{uk} \leq 1000 \text{ MPa}$ .



**Bras de levier** – Pour les assemblages utilisant des goujons, la platine est directement en contact avec le béton, sans mortier de nivellement, et les goujons sont soudés à elle. Aussi n'est-il pas nécessaire de prendre en compte un éventuel bras de levier dans les calculs.

### 6.3.3 Rupture du béton par effet de levier

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.4

Cette vérification vise un groupe de goujons, il convient donc de vérifier le critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,cp}/\gamma_{Mc}} \leq 1,0 \quad (11)$$

Avec :

$V_{Ed}^g$  Effort tranchant appliqué au groupe de goujons

La rupture du béton par effet de levier se caractérise par la formation d'un bloc de béton qui tend à basculer, entraîné par l'effort tranchant.

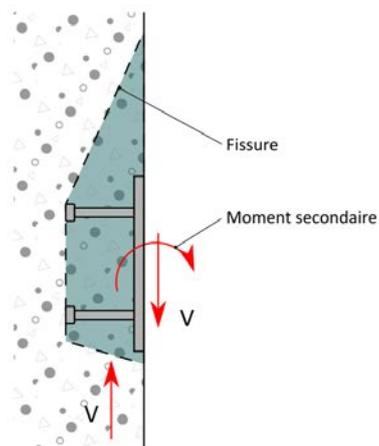


Figure 20 – Rupture du béton par effet de levier

La résistance caractéristique du groupe de goujons s'exprime comme suit :

$$V_{Rk,cp} = k_8 N_{Rk,c} \quad (12)$$

Avec :

$N_{Rk,c}$  Résistance caractéristique à la rupture par cône de béton (voir § 6.2.3) de l'ensemble des goujons soumis à l'effort tranchant.

Il y a lieu de tenir compte pour cette vérification d'un éventuel excentrement,  $e_V$ , de l'effort tranchant vis-à-vis du centre de gravité des fixations, voir Figure 21. Une approche donnant la priorité à la sécurité consiste à supposer que  $e_N = e_V$  dans le calcul de  $N_{Rk,c}$ .

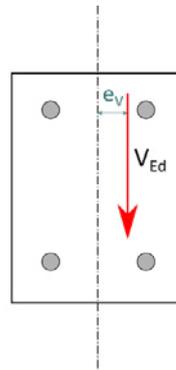


Figure 21 – Excentrement de l'effort tranchant

Dans le cas d'un assemblage soumis à la fois à un effort de traction et à un effort tranchant, il convient de déterminer la valeur de  $N_{Rk,c}$  dans le cadre de la rupture par effet de levier, en considérant les goujons actifs au cisaillement, s'ils sont différents des goujons actifs en traction.

$k_8$  Coefficient donné dans les spécifications techniques du fabricant. En raison de la présence d'armatures dans l'élément béton, ce coefficient doit être multiplié par 0,75.

En l'absence de données, il convient de se reporter aux valeurs proposées dans le bulletin n° 58 de la FIB et multipliées par le coefficient de 0,75.

$$k_8 = 1 \times 0,75 = 0,75 \text{ pour } h_{ef} < 60 \text{ mm}$$

$$k_8 = 2 \times 0,75 = 1,50 \text{ pour } h_{ef} \geq 60 \text{ mm}$$

### 6.3.4 Rupture du bord du béton

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.5

Cette vérification vise un groupe de goujons, il convient donc de vérifier le critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} \leq 1,0 \quad [13]$$

Pour rappel, cette vérification n'est pas nécessaire lorsque toutes les rangées actives se situent au-delà de  $c_{cr,V}$  du bord béton, voir § 6.3.1.

La résistance caractéristique d'un groupe de goujons s'exprime comme suit :

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \psi_{re,V} \quad [14]$$

Avec :

$V_{Rk,c}^0$  Résistance caractéristique d'un goujon isolé, non influencé par des fixations adjacentes.

$$V_{Rk,c}^0 = 1,7 d^\alpha l_f^\beta \sqrt{f_{ck}} c_1^{1,5}$$

Avec  $d$ ,  $l_f$  et  $c_1$  en mm,  $f_{ck}$  en MPa, et les valeurs suivantes :

$$\alpha = 0,1 \left( \frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5}$$

$$\beta = 0,1 \left( \frac{d}{c_1} \right)^{0,2}$$

$l_f$  Longueur d'influence prise égale à  $h_{ef}$ , avec pour valeurs limites :

$$12 d \text{ si } d \leq 24 \text{ mm}$$

$$\max\{8 d ; 300 \text{ mm}\} \text{ si } d > 24 \text{ mm}$$

$A_{c,v}$  Rapport qui permet de tenir compte des effets de groupe et de la distance au bord. Il caractérise la liberté qu'a le cône de rupture de se développer dans l'élément béton. Sa valeur maximale est égale au nombre de goujons présents dans le groupe de goujons actifs en cisaillement.

$A_{c,v}^0$  est la surface projetée de référence qui peut théoriquement être atteinte à la base du cône de rupture, dans le cas d'un goujon isolé, proche d'un unique bord et ancré dans une grande épaisseur de béton.

$$A_{c,v}^0 = 4,5 c_1^2$$

$A_{c,v}$  est la surface projetée réelle qui peut effectivement être atteinte à la base du ou des cônes de rupture, pour un goujon ou un groupe de goujons, en tenant compte des distances aux bords et des entraxes réels.

Voir [Figure 23](#).

La surface projetée de référence est obtenue en considérant la base du cône de rupture. Ce cône est supposé pyramidal et de base rectangulaire. Son sommet coïncide avec l'extrémité affleurante de la tige du goujon, voir [Figure 22](#).

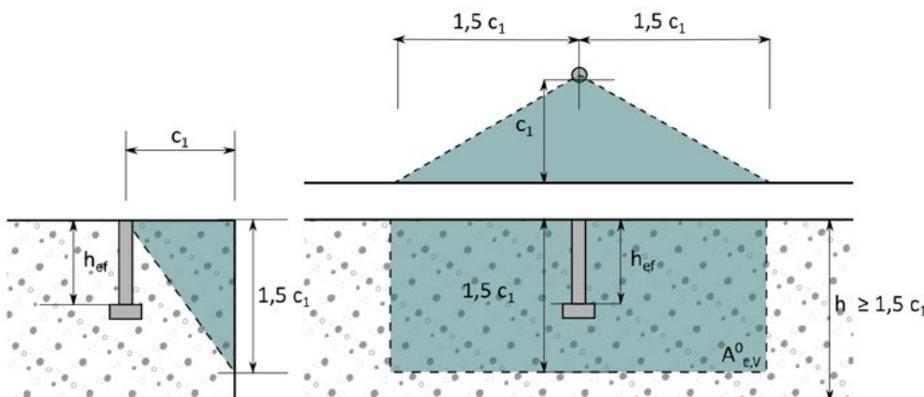


Figure 22 – Définition de la surface projetée de référence pour la rupture du bord de béton

La surface projetée réelle est obtenue en tenant compte de l'épaisseur de l'élément béton, de l'entraxe et de la distance au bord des goujons. La hauteur du rectangle peut être limitée par l'épaisseur de l'élément béton, voir schéma du haut de la [Figure 23](#).

La largeur du rectangle peut être réduite en raison d'un entraxe trop faible ou d'une distance au bord trop faible, voir schémas du bas de la [Figure 23](#).

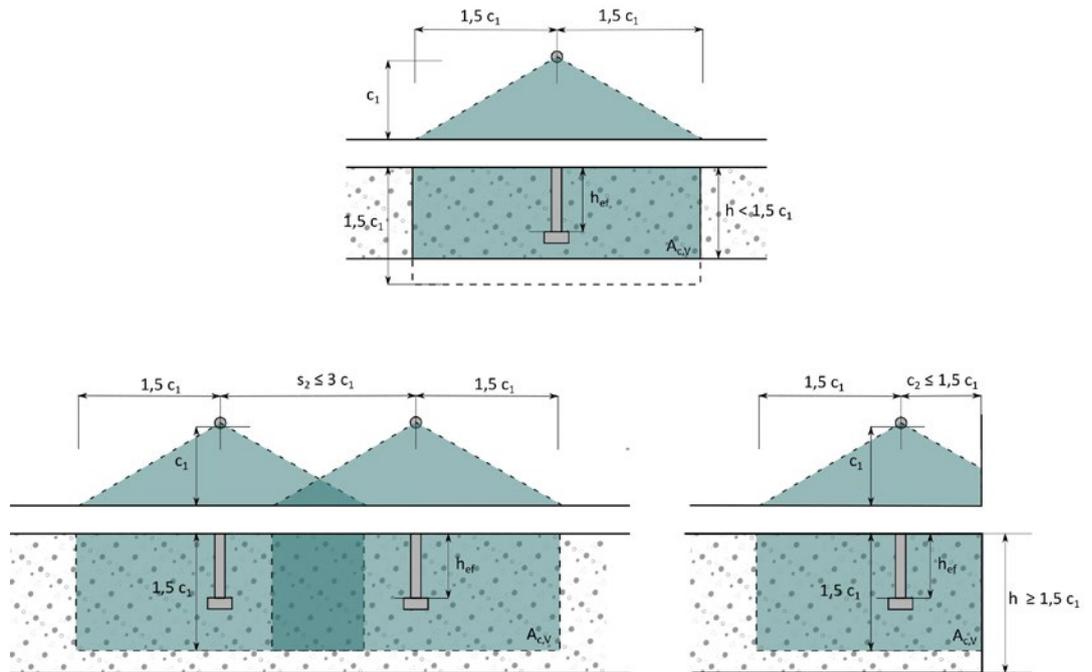


Figure 23 – Définition des surfaces projetées réelles pour la rupture du bord de béton



**Éléments étroits et minces** – Lorsqu’une fixation se situe dans un élément béton étroit et mince, tel que  $c_{2,max} \leq 1,5 c_1$  et  $h \leq 1,5 c_1$ , les formules présentées ont tendance à sous-estimer la résistance. Pour une évaluation plus fine, il y aurait lieu de remplacer la valeur  $c_1$  dans le calcul des aires  $A_{c,V}^0$  et  $A_{c,V}$  par une valeur ajustée  $c'_1$  et calculée comme suit :

Pour une fixation isolée :

$$c'_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h}{1,5}\right\}$$

Pour un groupe de fixations :

$$c'_1 = \max\left\{\frac{c_{2,max}}{1,5}; \frac{h}{1,5}; \frac{s_{2,max}}{3}\right\}$$

Avec :

$c_{2,max}$  Plus grande des deux distances aux bords, mesurées transversalement à la direction de l’effort tranchant

$s_{2,max}$  Entraxe maximal dans la direction transversale à celle de l’effort tranchant

$\psi_{s,V}$ ,  $\psi_{h,V}$ ,  $\psi_{ec,V}$ ,  $\psi_{\alpha,V}$ ,  $\psi_{re,V}$  : Coefficients affectant la résistance caractéristique pour tenir compte des effets locaux. Leur définition est donnée comme suit :

$\psi_{s,V}$

Le coefficient  $\psi_{s,V}$  tient compte de la perturbation de la distribution de contrainte dans le béton due à la proximité de deux bords ou plus. Ce coefficient intervient donc lorsque la fixation est située dans un coin.

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{1,5 c_1} \text{ mais } \psi_{s,V} \leq 1,0$$

Avec :

$c_1$  Distance au bord perpendiculaire à la direction de l’effort

$c_2$  Plus petite des distances aux bords parallèles à l’effort

$\psi_{h,V}$  Le coefficient  $\psi_{h,V}$  tient compte de la variation non linéaire de la résistance au cisaillement en fonction de l'épaisseur de l'élément béton. Il s'agit d'un coefficient majorateur.

$$\psi_{h,V} = \left( \frac{1,5 c_1}{h} \right)^{0,5} \text{ mais } \psi_{h,V} \geq 1$$

$\psi_{ec,V}$  Le coefficient  $\psi_{ec,V}$  tient compte du fait que les fixations appartenant à un même groupe sont soumises à des niveaux de chargement différents.

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \frac{e_V}{3 c_1}} \text{ mais } \psi_{ec,V} \leq 1,0$$

Avec :

$e_V$  Excentrement entre l'effort tranchant agissant sur l'assemblage et le centre de gravité des fixations actives

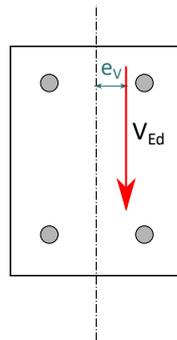


Figure 24 – Excentrement de l'effort tranchant

$\psi_{\alpha,V}$  Le coefficient  $\psi_{\alpha,V}$  tient compte de l'influence de l'inclinaison de l'effort tranchant par rapport au bord considéré. Il vaut 1 pour un effort perpendiculaire au bord et augmente progressivement jusqu'à 2 pour un effort parallèle au bord.

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \sin \alpha_V)^2}} \text{ mais } \psi_{\alpha,V} \geq 1$$

Avec :

$\alpha_V$  Angle entre la résultante de l'effort tranchant et la normale au bord considéré

$\psi_{re,V}$  Le coefficient  $\psi_{re,V}$  tient compte de la présence d'armatures de bord dans l'élément béton. Il ne s'agit pas d'éventuelles armatures complémentaires disposées dans le but d'empêcher spécifiquement la rupture de bord, mais plutôt d'armatures déjà prévues dans l'élément pour sa résistance propre.

Si des armatures de bord sont mises en œuvre conformément à la Figure 25, alors :

$$\psi_{re,V} = 1,4$$

Sinon :

$$\psi_{re,V} = 1$$

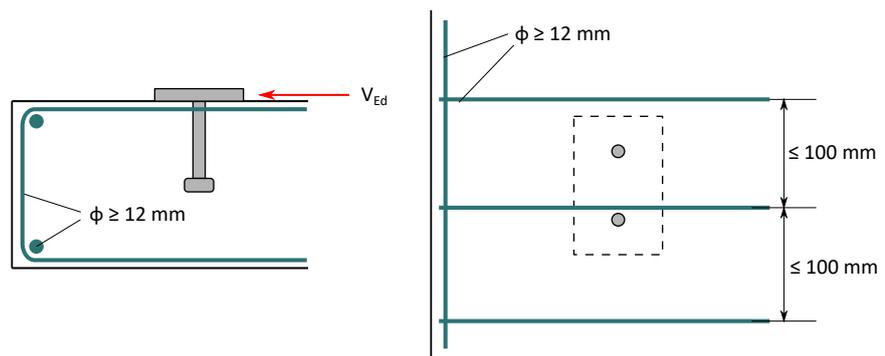


Figure 25 – Armatures de bord limitant la rupture de bord du béton



**Variante pour la prise en compte d'un excentrement** – Il est possible de prendre  $\psi_{ec,V} = 1$  dans tous les cas. Pour cela, il convient d'identifier la fixation la plus sollicitée et de vérifier pour cette fixation l'inégalité suivante :

$$\frac{V_{Rk,c}^h}{\gamma_{Mc}} \geq V_{Ed}^h$$

Avec :

$$V_{Rk,c}^h = \frac{V_{Rk,c}}{n_b} \quad \text{Résistance du groupe de fixations divisée par le nombre de fixations, en considérant que } \psi_{ec,V} = 1$$

$$V_{Ed}^h \quad \text{Effort tranchant agissant sur la fixation la plus sollicitée}$$

## 6.4 Éléments de conception et de dimensionnement des armatures

### 6.4.1 Dispositions générales de ferrailage

Le présent ouvrage donne des prescriptions générales concernant le ferrailage des éléments afin de guider l'utilisateur dans ses choix de conception. À ce titre, il ne constitue pas une revue exhaustive de toutes les vérifications devant être réalisées dans le béton armé. Le dimensionnement des ouvrages béton, même en présence de fixations dédiées à l'assemblage d'une ossature métallique, reste en principe à la charge du lot gros œuvre et doit être en conformité avec les règles de l'Eurocode 2.

Dans le cadre du présent guide, des armatures de peau sont toujours considérées nécessaires pour reprendre les efforts de fendage, voir § 6.2.6. Ce type d'armatures n'est pas détaillé à nouveau dans ce chapitre.

Les paragraphes qui suivent traitent du cas spécifique d'armatures haute adhérence (nervurées) utilisées pour le renforcement des platines d'ancrage utilisant des goujons afin d'en augmenter la résistance. Le diamètre de ces armatures devra être identique pour l'ensemble des fixations et limité à 16 mm, au maximum.

#### 6.4.2 Dispositions vis-à-vis des modes de rupture en traction

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.2

Les armatures de renfort doivent être ancrées à la fois dans le cône de rupture qui tend à se détacher, et dans l'élément béton restant en place.

Pour déterminer la géométrie de l'armature, il est supposé un plan de fissure orienté à  $35^\circ$ , voir Figure 26.

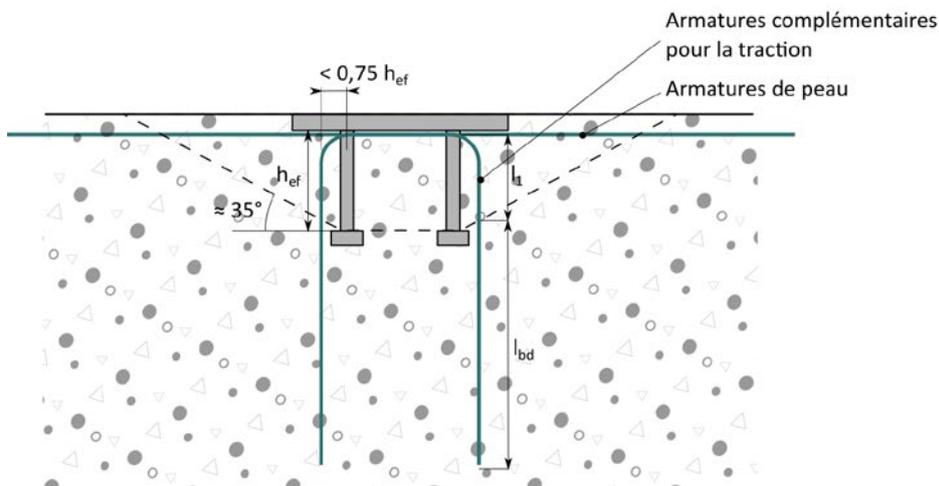


Figure 26 – Armatures complémentaires pour la reprise des efforts de traction

La longueur d'ancrage des armatures dans le cône de rupture, au-delà du plan de fissure théorique, est notée  $l_1$ . En supposant que l'armature complémentaire aura toujours une forme courbe du côté du cône de béton, cette longueur doit être au minimum de  $4\phi$ , avec  $\phi$  le diamètre de l'armature.

La longueur d'ancrage des armatures dans l'élément béton, au-delà du plan de fissure théorique, est notée  $l_{bd}$ . Cette longueur est déterminée à partir des équations du § 8.4 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2. Elle doit être la plus grande possible, afin d'améliorer efficacement la résistance à la rupture de cône, voir § 6.4.3.

L'effort qui doit être ancré est le même de part et d'autre du plan de fissure du cône. Par conséquent, il est possible d'établir une condition sur la valeur de  $l_{bd}$  en fonction de celle de  $l_1$  :

- $l_{bd} \geq l_1$ , si l'armature est un cadre;
- $l_{bd} \geq \frac{l_1}{0,7}$ , si l'armature est un U.

De plus, la longueur d'ancrage  $l_{bd}$  doit être choisie en fonction de l'espace disponible dans l'élément béton, et doit vérifier la relation suivante :

$$l_{bd} \geq \max \left( \begin{array}{l} 10\phi \\ 100\text{ mm} \end{array} \right) \quad (15)$$

Les armatures de renfort doivent être positionnées au plus près des fixations, c'est-à-dire à une distance inférieure à  $0,75 h_{ef}$ . S'il n'est pas possible de respecter cette condition, il convient de s'assurer de la transmission des efforts, des fixations aux armatures, en utilisant un modèle de bielles et tirants. Dans le cas de U ou de cadre, il est recommandé également de positionner ces armatures complémentaires contre la platine.



**Charges suspendues** – L'annexe A de la Partie 4 de l'Eurocode 2 donne des règles concernant les dispositions constructives à mettre en œuvre lorsque des fixations sont positionnées en sous-face d'éléments fléchis. Le texte fixe une valeur limite de charge caractéristique de 30 kN, déjà proposée dans le bulletin n° 58 de la FIB, en deçà de laquelle aucune vérification locale de l'élément béton n'est nécessaire. Cette disposition semble être en contradiction avec le § 6.2.1(9) de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 qui impose la mise en œuvre d'armatures de relevage dans le cas de charges appliquées en sous-face d'éléments fléchis en béton armé, quelle que soit leur intensité.

Dans le cas d'une fixation par goujons, il est recommandé dans le présent guide d'appliquer le § A.2.4 de la Partie 4 de l'Eurocode 2, quel que soit le niveau de chargement. Cela revient à systématiquement mettre en œuvre des armatures de relevage, dès lors que la profondeur d'ancrage effective est telle que :

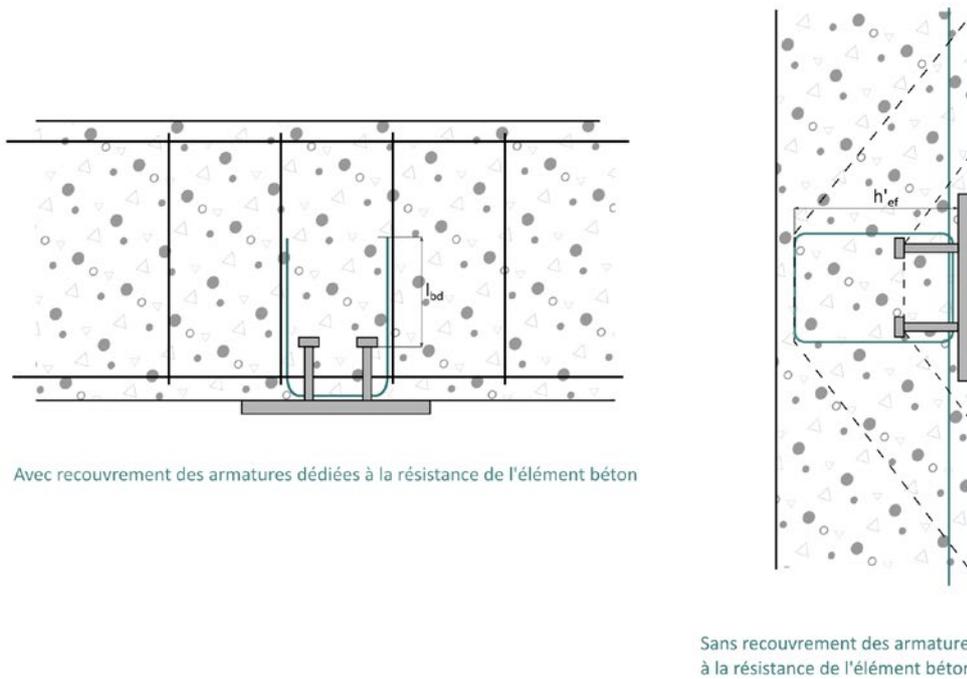
$$h_{ef} < 0,8 h$$

En revanche, la prise en compte de ces armatures dans la résistance des fixations n'est pas exigée.

### 6.4.3 Vérifications alternatives vis-à-vis de la traction en présence d'armatures de renfort

#### 6.4.3.1 Rupture du cône de béton

Les vérifications qui doivent être effectuées pour un dispositif d'ancrage renforcé par des armatures vis-à-vis de la traction ne sont pas les mêmes selon que les armatures de renfort recouvrent ou non les armatures de l'élément béton nécessaires à sa propre résistance.



Avec recouvrement des armatures dédiées à la résistance de l'élément béton

Sans recouvrement des armatures dédiées à la résistance de l'élément béton

Figure 27 – Armatures complémentaires avec et sans recouvrement avec les armatures dédiées à la résistance de l'élément béton

Dans le premier cas, lorsque les armatures de renfort recouvrent celles dédiées à la résistance de l'élément béton, il n'est pas nécessaire de vérifier la rupture de cône du béton.

Dans le second, lorsque les armatures de renfort ne recouvrent pas celles dédiées à l'élément béton, la vérification doit être effectuée pour la fixation ou le groupe de fixations, comme indiqué dans le § 6.2.3. Dans ce cas, il convient d'utiliser une valeur corrigée de profondeur d'ancrage effective,  $h'_{ef}$ , correspondant à la longueur d'ancrage totale de l'armature de renfort.

Soit :

$$h'_{ef} \approx h_{ef} + l_{bd} \quad [16]$$

### 6.4.3.2 Rupture de la section d'armature

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.9.1

Il convient de vérifier :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} \leq 1,0 \quad [17]$$

La résistance caractéristique de l'acier d'armature s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,re} = n_{re} \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yk,re} \quad [18]$$

Avec :

$n_{re}$  Nombre de brins d'armature traversant le plan de fissuration du cône de rupture

$f_{yk,re}$  Limite d'élasticité de l'acier d'armature

### 6.4.3.3 Rupture par perte d'adhérence

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.9.2

Cf. NF EN 1992-1-1 § 8.4

Il convient de vérifier :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} \leq 1,0 \quad [19]$$

La résistance caractéristique de la barre en adhérence s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,a} = n_{re} \frac{l_1}{\alpha_1 \alpha_2} \pi \phi 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0,05} \quad [20]$$

Avec :

$f_{ctk,0,05}$  Valeur caractéristique de la résistance en traction du béton (fractile 5%)

$$f_{ctk,0,05} = 0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  Coefficients déterminés selon le tableau 8.2 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2.

Dans le cas où les armatures de renfort sont des U ou des cadres, accolés aux goujons, il est possible de prendre les valeurs suivantes pour  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$ , en fonction de la distance des fixations au bord le plus proche,  $c$  :

Si  $c \geq 4\phi + \frac{d_h}{2}$  alors  $\alpha_1 = 0,7$  et  $\alpha_2 = 1$

Si  $c \geq 6\phi + \frac{d_h}{2}$  alors  $\alpha_1 = 0,7$  et  $\alpha_2 = 0,7$

$\eta_1$  et  $\eta_2$  Coefficients déterminés selon la clause 8.4.2 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2.

Ils dépendent des conditions d'adhérence et du diamètre des barres. Dans une majorité de cas, pour des armatures complémentaires en traction, les conditions d'adhérence seront bonnes et le diamètre des barres inférieur à 32 mm. Par conséquent,  $\eta_1 = 1$  et  $\eta_2 = 1$ .

#### 6.4.4 Dispositions de ferrillage vis-à-vis des modes de rupture en cisaillement

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.2

Il est possible de renforcer des dispositifs d'ancrage comportant des goujons vis-à-vis de l'effort tranchant grâce à des boucles, des étriers ou des armatures « bateaux ».

Les armatures doivent être placées au contact direct des fixations.

Dans les deux premiers cas, schémas de gauche et du milieu sur la Figure 28, elles doivent être ancrées sur une profondeur  $l_{bd}$  au-delà de la dernière fixation active sous effort tranchant.

Dans le troisième cas, schéma de droite sur la Figure 28, l'ancrage de l'armature doit être réalisé, pour chaque rangée, au-delà des goujons d'extrémité.

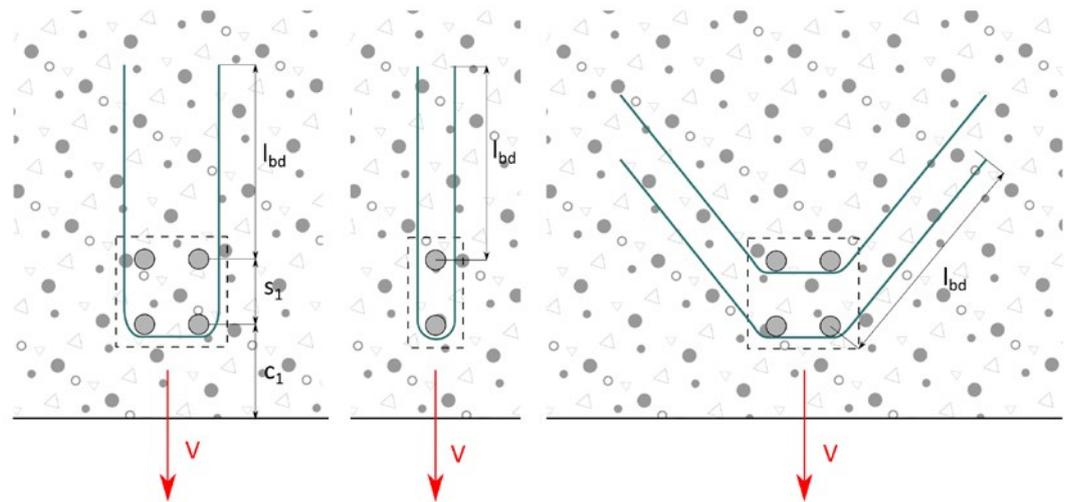


Figure 28 – Armatures complémentaires pour la reprise de l'effort tranchant (rupture du bord béton)

La résistance vis-à-vis de la rupture du béton par effet de levier est calculée en utilisant la résistance vis-à-vis de la rupture de cône,  $N_{Rk,c}$ . Il est possible de prévoir des armatures complémentaires pour améliorer cette résistance vis-à-vis de la rupture par effet de levier en mettant en œuvre les mêmes armatures que celles décrites au § 6.4.2. Ces armatures doivent être dimensionnées selon les règles données au § 6.4.3 pour reprendre l'effort de calcul suivant :

$$N_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{k_8} \quad [21]$$

Avec :

$k_8$  Paramètre défini au § 6.3.3

Si des armatures sont déjà prévues pour renforcer l'assemblage vis-à-vis des effets de la traction, elles peuvent directement être prises en compte dans le calcul de la résistance à la rupture du béton par effet levier.

Dans le cas d'armatures complémentaires vis-à-vis du cisaillement, la longueur d'ancrage doit être choisie pour vérifier les exigences données au § 8.4 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2. De plus, il convient également de vérifier :

$$l_{bd} \geq \max \left( \frac{10 \phi}{100 \text{ mm}} \right) \quad [22]$$



**Renforts par armatures de surface** – La Partie 4 de l'Eurocode 2 décrit la possibilité de mettre en œuvre des armatures de surface pour reprendre l'effort tranchant. Il convient dans ce cas d'utiliser un modèle de bielles et tirants simplifié pour évaluer les efforts et dimensionner les sections d'armature. Cette solution de renforcement est plus complexe de mise en œuvre que les dispositions présentées à la Figure 28.

### 6.4.5 Vérifications alternatives vis-à-vis de l'effort tranchant en présence d'armatures de renfort

#### 6.4.5.1 Rupture du bord

En présence d'armatures de renfort vis-à-vis de l'effort tranchant, il n'est pas nécessaire de vérifier la rupture de bord du béton.

#### 6.4.5.2 Rupture de la section d'armature

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.6.2

Pour évaluer les efforts qui doivent être repris par les armatures de renfort, il convient de considérer un excentrement entre le point d'application de l'effort tranchant et l'axe neutre de l'élément béton.

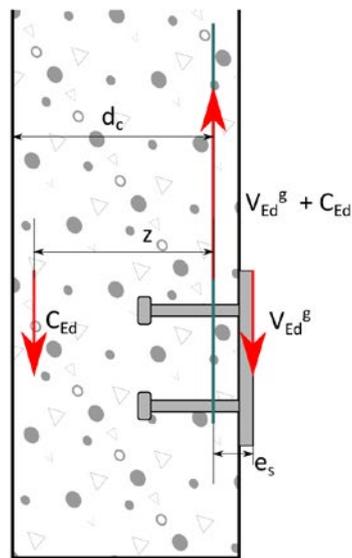


Figure 29 – Distribution de l'effort tranchant en présence d'armatures de renfort

Il convient de vérifier :

$$\frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} \leq 1,0 \quad [23]$$

La résistance caractéristique de l'acier d'armature s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,re} = \frac{1}{\left(\frac{e_s}{z} + 1\right)} k_{10} n_{re} \frac{\pi \phi^2}{4} f_{y,k} \quad [24]$$

Avec :

$k_{10}$  Coefficient d'efficacité :  $k_{10} = 0,5$

$e_s$  Distance entre l'axe du renforcement et la ligne d'application de l'effort tranchant agissant sur la platine de fixation

$z \approx 0,85 d_c$  Bras de levier estimé qui ne doit pas dépasser  $\min(1,7 h_{ef}; 1,7 c_1)$

Le terme complémentaire lié à l'excentrement a pour expression :

$$C_{Ed} = \frac{e_s}{z} V_{Ed}^g$$



**Excentrement de l'effort tranchant** – Le paramètre  $e_s$  permet de tenir compte d'un faible excentrement de l'effort tranchant par rapport aux armatures complémentaires. Dans les cas où l'assemblage n'est soumis qu'à un effort tranchant, sans prise en compte d'un moment secondaire, il convient de considérer que l'effort tranchant est positionné au niveau de la face extérieure de la platine.

Pour un excentrement plus important, il y a lieu de prendre en compte un moment dans l'analyse globale et de considérer que les goujons reprennent des efforts de traction, voir § 6.2.1. Si tel est le cas, la valeur de  $e_s$  est déterminée en considérant, cette fois-ci, que l'effort tranchant est appliqué au droit du parement béton.

#### 6.4.5.3 Rupture par perte d'adhérence

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.2.6.3

Si les dispositions d'armature décrites au § 6.4.4 sont respectées, il n'est pas nécessaire de vérifier l'ancrage de l'armature dans le fragment de béton tendant à se détacher.

Il convient de s'assurer que la longueur d'ancrage au-delà du plan de fissure,  $l_{bd}$ , est suffisante :

$$\frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} \leq 1,0 \quad [25]$$

La résistance caractéristique de la barre en adhérence s'exprime comme suit :

$$N_{Rk,a} = \frac{1}{\left(\frac{e_s}{z} + 1\right)} n_{re} \frac{l_{bd}}{\alpha_1 \alpha_2} \pi \phi (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0.05}) \quad [26]$$

Avec :

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  Coefficients déterminés selon le tableau 8.2 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2

Il est recommandé de considérer que  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , en première approche.

$\eta_1 \eta_2$  Coefficients déterminés selon la clause 8.4.2 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2

Il est recommandé de prendre  $\eta_1 = 0,7$  et  $\eta_2 = 1$ .

## 6.5 Interactions

### 6.5.1 Sans armature de renfort

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.3.1

#### 6.5.1.1 Rupture de l'acier

Pour la fixation la plus sollicitée, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,s}/\gamma_{Ms}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}^h}{V_{Rk,s}/\gamma_{Ms}}\right)^2 \leq 1,0 \quad [27]$$

#### 6.5.1.2 Rupture du béton

Pour le groupe de fixations ou la fixation la plus sollicitée, il convient de vérifier l'une ou l'autre des deux inégalités suivantes :

$$(\Gamma_{N,c})^{1,5} + (\Gamma_{V,c})^{1,5} \leq 1,0 \quad [28]$$

Ou :

$$\Gamma_{N,c} + \Gamma_{V,c} \leq 1,2 \quad (29)$$

Il convient d'utiliser les plus grandes valeurs pour les taux de travail  $\Gamma_{N,c}$  et  $\Gamma_{V,c}$ , parmi tous les modes de ruine impliquant le béton. Ainsi :

$$\Gamma_{N,c} = \max \left[ \frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,p}/\gamma_{Mp}} ; \frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} \right] \quad (30)$$

et

$$\Gamma_{V,c} = \max \left[ \frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,cp}/\gamma_{Mc}} ; \frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} \right] \quad (31)$$

## 6.5.2 Avec armatures de renfort

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.3.2

### 6.5.2.1 Rupture de l'acier

Pour la fixation la plus sollicitée, il convient de vérifier la même inégalité que précédemment.

### 6.5.2.2 Rupture du béton

En disposant des armatures complémentaires à proximité des fixations, il est possible :

- de prendre en compte, en traction, une profondeur d'ancrage effective plus importante pour la rupture de cône, voire de ne plus avoir à considérer ce mode de ruine, voir § 6.4.3 ;
- de ne plus prendre en compte la rupture du bord de béton, voir § 6.4.5.1.

Il convient, dans ce cas, de vérifier les interactions en adaptant les résistances de rupture par cône et de rupture de bord et en considérant la rupture de la section des armatures complémentaires et leur perte d'adhérence comme étant des modes de ruine du béton.

Si des armatures sont prévues à la fois pour renforcer l'assemblage vis-à-vis des effets de la traction et des effets de l'effort tranchant, l'assemblage peut être vérifié avec les mêmes inégalités que celles proposées en 6.5.1, en intégrant les modes de ruine propres aux armatures.

Les taux de travail suivants remplacent donc  $\Gamma_{N,c}$  et  $\Gamma_{V,c}$  dans les inégalités présentées au § 6.5.1.2.

$$\Gamma_{N,re} = \max \left[ \frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,p}/\gamma_{Mp}} ; \frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} ; \frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} ; \frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} \right] \quad (32)$$

et

$$\Gamma_{V,re} = \max \left[ \frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,cp}/\gamma_{Mc}} ; \frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} ; \frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} ; \frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} \right] \quad (33)$$

Si des armatures ne sont prévues que pour reprendre les seuls effets de la traction, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$(\Gamma_{N,re})^{k_{11}} + (\Gamma_{V,c})^{k_{11}} \leq 1,0 \quad (34)$$

Si des armatures ne sont prévues que pour reprendre les seuls effets de l'effort tranchant, alors il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$(\Gamma_{N,c})^{k_{11}} + (\Gamma_{V,re})^{k_{11}} \leq 1,0 \quad (35)$$

Avec:  $k_{11} = 2/3$

Comme précédemment, il convient, pour vérifier cette inégalité, de considérer les modes de ruine les plus défavorables parmi ceux qui concernent le béton, en tenant compte des modifications apportées par les armatures complémentaires.



**Valeur du coefficient  $k_{11}$**  – Le coefficient  $k_{11}$  doit être donné dans les spécifications techniques du produit. La Partie 4 de l’Eurocode 2 propose de prendre  $k_{11} = 2/3$  comme valeur par défaut. Le bulletin n° 58 de la FIB précise qu’il s’agit d’une valeur très sécuritaire qui mériterait d’être réévaluée à la hausse. D’après les dernières recherches menées sur le sujet, voir Sharma 2019 [22], choisir  $k_{11} = 1$  constitue une hypothèse encore très sécuritaire pour des assemblages par goujons soudés à une platine.

## 6.6 Exemple 1 – Suspente

### 6.6.1 Hypothèses

#### Géométrie

Dans cet exemple, il est proposé de vérifier la résistance de l’assemblage d’une suspente, fixée en sous-face d’une dalle béton. Cet assemblage est réalisé à partir d’une platine munie de goujons soudés sur laquelle est fixée la suspente par l’intermédiaire de goussets. L’intérêt de cet exemple n’est pas tant de présenter un cas qui est fréquemment rencontré sur chantier que d’appliquer la méthode de calcul dans une situation relativement simple où les goujons ne sont soumis qu’à un effort normal.

Il est rappelé que dans le cadre du présent guide, seules les vérifications portant sur le système de fixation sont abordées. Dans un cas réel, il conviendrait de vérifier la totalité de l’assemblage (gousset, platine, boulons, soudures, etc.).

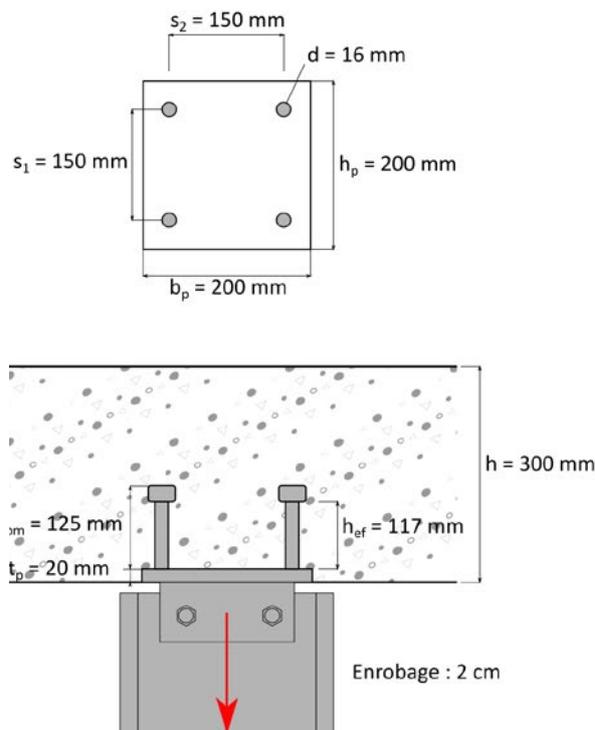


Figure 30 – Assemblage étudié

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les goujons sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Longueur nominale d'un goujon	$h_{nom}$	125 mm
Diamètre d'un goujon	$d$	16 mm
Diamètre de la tête d'un goujon	$d_h$	32 mm
Hauteur de la tête d'un goujon	$k$	8 mm
Épaisseur de la dalle	$h$	300 mm
Entraxe vertical	$s_1$	150 mm
Entraxe horizontal	$s_2$	150 mm
Épaisseur de la platine	$t_p$	20 mm
Nombre de goujons dans le groupe	$n_b$	4

### Profondeur d'ancrage effective

Les goujons mesurent 125 mm de long, la profondeur d'ancrage effective correspond ici à la distance entre la face intérieure de la platine et le dessous de la tête du goujon. Soit :

$$h_{ef} = h_{nom} - k = 117 \text{ mm}$$

### Matériaux

Les goujons sont fabriqués dans un acier doux de type 1 (SD1), selon la norme NF EN ISO 13918.

Le béton qui constitue le plancher est de classe C25/30.

Les armatures sont en B 500 (HA 500).

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les matériaux sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Limite d'élasticité du goujon	$f_{yk}$	350 MPa
Résistance ultime du goujon à la traction	$f_{uk}$	450 MPa
Résistance caractéristique en compression du béton	$f_{ck}$	25 MPa
Résistance caractéristique en traction du béton (fractile 5 %)	$f_{ctk,0.05}$	1,8 MPa
Limite d'élasticité de l'acier d'armature	$f_{yk,re}$	500 MPa

### Coefficients partiels

Les coefficients partiels sont déterminés à partir des formules présentées au § 6.1.

États limites		Coefficients partiels
<b>Résistance de l'acier de fixation</b>		
Traction	$\gamma_{Ms,N}$	$1,2 \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,54$
Cisaillement	$\gamma_{Ms,V}$	$1 \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,29$
<b>Résistance de l'acier d'armature</b>		
Traction	$\gamma_{Ms,re}$	1,15
<b>Résistance du béton</b>		
Béton	$\gamma_c$	1,50
Fixations	$\gamma_{Mc}$	1,50

### Sollicitations

L'assemblage n'est soumis qu'à un effort normal pondéré qui vaut :

$$N_{Ed} = N_{Ed}^g = 120 \text{ kN}$$

L'effort appliqué sur chacun des ancrages vaut alors :

$$N_{Ed}^h = \frac{N_{Ed}}{n_b} = 30 \text{ kN}$$

#### 6.6.2 Résistances en traction

Dans un premier temps, la résistance de l'assemblage est évaluée sans tenir compte de la présence des armatures.

##### Rupture de l'acier (voir § 6.2.2)

L'aire résistante en traction d'un goujon est équivalente à l'aire de la section transversale brute, elle a pour valeur :

$$A_s = \pi \frac{d^2}{4} = 201,1 \text{ mm}^2$$

La résistance caractéristique d'un goujon est obtenue par la relation suivante :

$$N_{Rk,s} = f_{uk} A_s = 90,5 \text{ kN}$$

##### Rupture par extraction-glisement (voir § 6.2.4)

La pression locale pouvant être appliquée au béton est donnée par la relation suivante :

$$p_k = 7,5 f_{ck} = 187,5 \text{ MPa}$$

La surface de contact entre le dessous de la tête de goujon et le béton est donnée par la relation suivante :

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d^2) = 603,2 \text{ mm}^2$$

La résistance caractéristique d'un goujon est obtenue par la relation suivante :

$$N_{Rk,p} = p_k A_h = 113,1 \text{ kN}$$

##### Rupture par cône de béton (voir § 6.2.3)

L'entraxe critique, en deçà duquel les effets de groupe réduisent la résistance caractéristique de l'assemblage, est donné par la relation suivante :

$$s_{cr,N} = 3 h_{ef} = 351 \text{ mm}$$

Cette distance étant supérieure à l'entraxe réel des goujons, il est nécessaire de prendre en compte les effets de groupe dans l'évaluation de la résistance à la rupture de cône de béton.

La distance au bord critique associée est donnée par la relation suivante :

$$c_{cr,N} = \frac{s_{cr,N}}{2} = 175,5 \text{ mm}$$

La résistance caractéristique d'un goujon isolé et éloigné de tout bord est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk,c,0} = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} = 56317 \text{ N} = 56,3 \text{ kN}$$

Avec :

$$k_1 = 8,9$$

Pour tenir compte des effets de groupe, le rapport d'aire entre la surface projetée réelle et la surface projetée de référence doit être évalué.

L'aire de la surface projetée de référence a pour expression :

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 123,2 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

La surface projetée réelle est représentée en **Figure 31**.

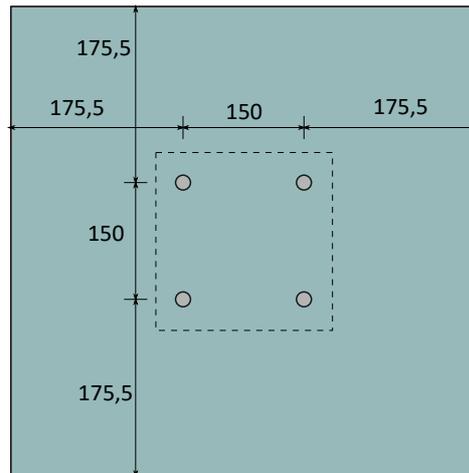


Figure 31 – Surface projetée réelle

L'aire de cette surface est alors obtenue par la relation suivante :

$$A_{c,N} = (s_1 + s_{cr,N}) (s_2 + s_{cr,N}) = 251 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Le rapport entre ces deux aires vaut alors :

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 2,04$$

Dans le cas étudié, les goujons sont très rapprochés, ce qui réduit grandement la valeur du rapport d'aire projetée. Une piste d'optimisation qui n'est pas explorée ici serait d'écarter les goujons pour améliorer la résistance à la rupture de cône.

La résistance caractéristique du groupe de goujons a pour expression :

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c,0} \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N}$$

Les valeurs des coefficients  $\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{re,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$  et  $\psi_{M,N}$  sont données dans le tableau suivant :

$\psi_{s,N}$	L'assemblage n'est pas à proximité directe d'un bord	$\psi_{s,N} = 1$
$\psi_{re,N}$	La profondeur d'ancrage effective est supérieure à 100 mm	$\psi_{re,N} = 1$
$\psi_{ec,N}$	Les goujons sont chargés uniformément	$\psi_{ec,N} = 1$
$\psi_{M,N}$	En l'absence de moment, ce coefficient n'est pas pris en compte	$\psi_{M,N} = 1$

Soit la valeur de résistance caractéristique :

$$N_{Rk,c} = 114,7 \text{ kN}$$

**Fendage (voir § 6.2.6)**

La présence d'armatures longitudinales, en partie inférieure de la dalle, susceptibles de reprendre les efforts de fendage, est supposée.

L'ouverture de fissure devra être limitée à 0,3 mm.

**6.6.3 Vérification de l'assemblage**

Vis-à-vis des effets de la traction, les taux de travail suivants sont obtenus :

**Rupture de l'acier en traction :**

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,s}/\gamma_{Ms,N}} = 0,51 \leq 1,0$$

**Extraction-glisement :**

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,p}/\gamma_{Mc}} = 0,40 \leq 1,0$$

**Rupture du cône béton :**

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} = 1,57 > 1,0$$

La résistance de l'assemblage en traction n'est pas vérifiée. Le mode de ruine dimensionnant est celui qui implique la rupture du cône de béton.

**6.6.4 Armatures complémentaires****Données complémentaires (voir § 6.4.2)**

L'assemblage peut être renforcé en accolant, pour chaque rangée, un cadre en armature de diamètre 10 (HA 10) de chaque côté des goujons, voir [Figure 32](#).

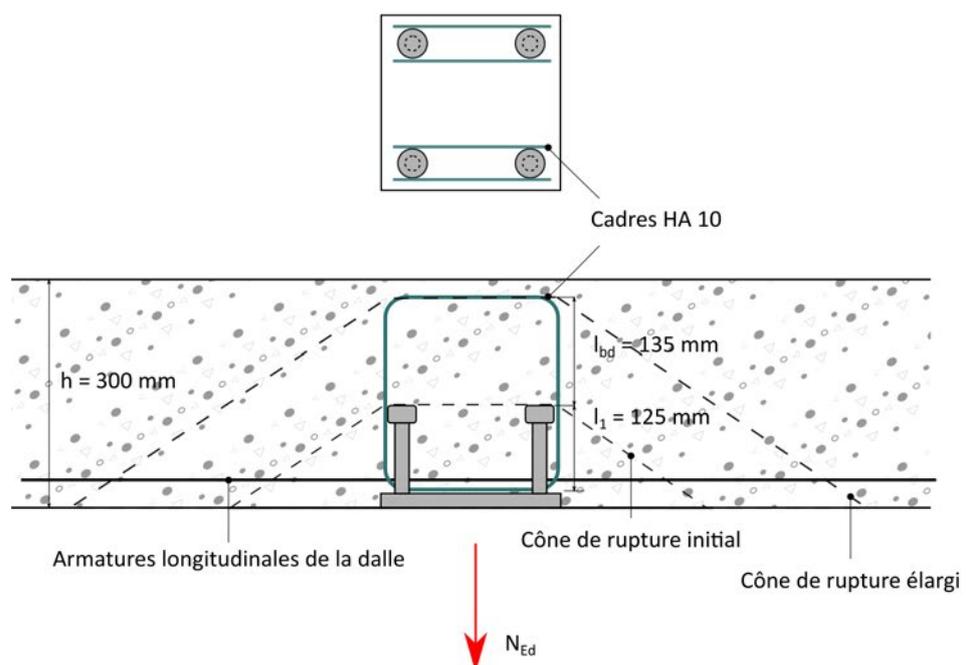


Figure 32 – Armatures complémentaires

Données	Notations	Valeurs
Diamètre des armatures complémentaires	$\phi$	10 mm
Enrobage	$c_e$	2 cm
Nombre de brins d'armature traversant le plan de rupture	$n_{re}$	8

### Dispositions constructives

Ces armatures complémentaires doivent être ancrées dans le fragment béton d'une profondeur supérieure à 4 fois leur diamètre, soit ici 40 mm. Cette profondeur d'ancrage, notée  $l_1$ , est égale, dans le cas étudié, à la hauteur nominale du goujon, soit 125 mm, puisqu'il est supposé que l'armature est accolée à la face intérieure de la platine.

$$l_1 = h_{nom} = 125 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Au-delà du cône de rupture, la longueur d'ancrage de l'armature, notée  $l_{bd}$ , doit vérifier la relation suivante :

$$l_{bd} \geq \max\left(\frac{10 \phi}{100 \text{ mm}}\right) = 100 \text{ mm}$$

Dans le cas étudié, le plancher mesure 300 mm d'épaisseur et l'enrobage minimal est de 2 cm. Par conséquent, la hauteur extérieure du cadre ne doit pas dépasser :

$$l_{max} = h - c_e - t_p = 260 \text{ mm}$$

Soit une longueur d'ancrage au-delà du cône de rupture :

$$l_{bd} = l_{max} - l_1 = 135 \text{ mm}$$

### Rupture par cône de béton (voir § 6.4.3.1)

Il convient à présent de vérifier la résistance de l'assemblage vis-à-vis de la rupture de cône en introduisant une profondeur d'ancrage effective corrigée qui a pour expression :

$$h'_{ef} = l_{bd} + l_1 = 260 \text{ mm}$$

L'entraxe et la distance au bord critique deviennent :

$$s_{cr,N} = 3 h'_{ef} = 780 \text{ mm}$$

$$c_{cr,N} = \frac{s_{cr,N}}{2} = 390 \text{ mm}$$

La résistance caractéristique d'un goujon isolé devient :

$$N_{Rk,c,0} = k_1 \sqrt{f_{ck}} h'_{ef}{}^{1,5} = 186,6 \text{ kN}$$

L'aire de la surface projetée de référence devient :

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 608,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

L'aire de la surface projetée réelle devient :

$$A_{c,N} = (s_1 + s_{cr,N})(s_2 + s_{cr,N}) = 864,9 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

La résistance caractéristique du groupe de goujons devient :

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c,0} \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N} = 265,2 \text{ kN}$$

Il convient de réévaluer les coefficients  $\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{re,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$  et  $\psi_{M,N}$  en tenant compte de la valeur corrigée  $h'_{ef}$ . Dans cet exemple, les coefficients présentés au § 6.6.2 sont conservés.

#### Rupture de la section d'armature (voir § 6.4.3.2)

La résistance de la section d'armature est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk,re} = n_{re} \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yk,re} = 314,2 \text{ kN}$$

#### Rupture par perte d'adhérence des armatures (voir § 6.4.3.3)

La résistance de l'ancrage de l'armature est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk,a} = n_{re} \frac{l_1}{\alpha_1 \alpha_2} \pi \phi (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0.05})$$

Les valeurs de  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  dépendent de la distance au bord. Dans le cas étudié, l'assemblage est éloigné de tout bord et l'on peut considérer que :

$$c \gg 6\phi + \frac{d_h}{2}$$

Par conséquent :

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 0,7$$

De plus, le diamètre des armatures est inférieur à 32 mm et il peut être considéré que les conditions d'adhérence sont bonnes.

Par conséquent :

$$\eta_1 = \eta_2 = 1$$

Il vient :

$$N_{Rk,a} = n_{re} \frac{l_1}{\alpha_1 \alpha_2} \pi \phi (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0.05}) = 259,7 \text{ kN}$$

#### Vérification du groupe de fixations avec des armatures complémentaires

Vis-à-vis des effets de la traction, de nouveaux taux de travail sont obtenus :

#### Rupture du cône béton :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} = 0,68 \leq 1,0$$

#### Rupture de l'acier d'armature :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} = 0,44 \leq 1,0$$

#### Rupture par perte d'adhérence des armatures :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} = 0,69 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage en traction est vérifiée grâce à la présence d'une armature complémentaire. Le mode de ruine dimensionnant est celui qui est associé à la perte d'adhérence de l'armature complémentaire. L'assemblage est vérifié.

## 6.7 Exemple 2 – Plaque d’ancrage dans une retombée de poutre

### 6.7.1 Hypothèses

#### Géométrie

Dans ce second exemple, l’assemblage étudié est un corbeau encastré dans une retombée de poutre en béton armé. Ce corbeau sert d’appui à une poutre en acier amenant un effort tranchant avec un excentrement  $e_v$ . Le déplacement longitudinal de la poutre est bridé par un taquet soudé au corbeau. Les maintiens au déversement de la semelle supérieure ne sont pas représentés.

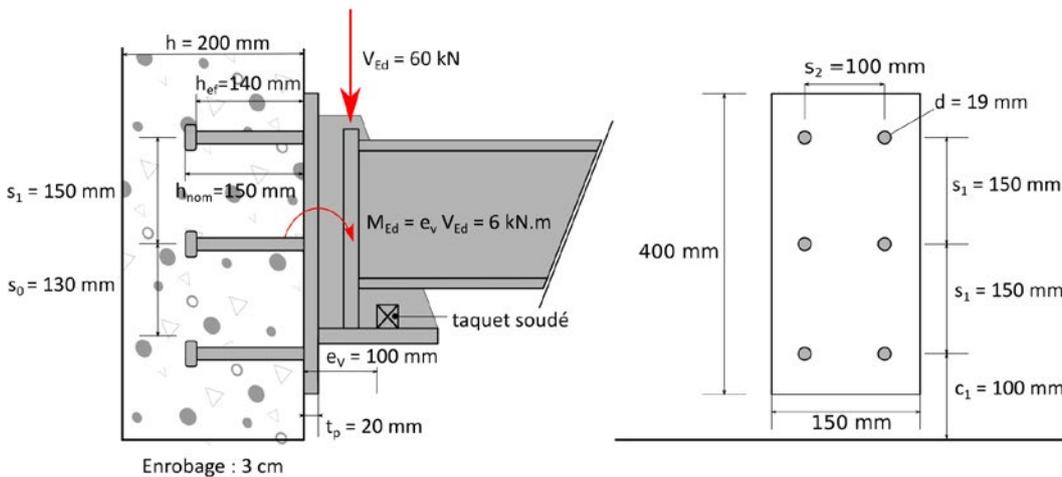


Figure 33 – Assemblage étudié

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les goujons sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Longueur nominale d’un goujon	$h_{nom}$	150 mm
Diamètre d’un goujon	$d$	19 mm
Diamètre de la tête d’un goujon	$d_h$	32 mm
Hauteur de la tête d’un goujon	$k$	10 mm
Épaisseur de la retombée de poutre	$h$	200 mm
Distance au bord	$c_1$	100 mm
Entraxe vertical	$s_1$	150 mm
Entraxe horizontal	$s_2$	100 mm
Distance du centre de gravité de la semelle du corbeau à la rangée centrale	$s_0$	130 mm
Épaisseur de la platine	$t_p$	20 mm
Nombre de goujons dans le groupe	$n_b$	6

#### Profondeur d’ancrage effective

Les goujons mesurent 150 mm de long, la longueur d’ancrage correspond ici à la distance entre la face intérieure de la platine et le dessous de la tête du goujon. Soit :

$$h_{ef} = h_{nom} - k = 140 \text{ mm}$$

### Matériaux

Les goujons sont fabriqués dans un acier doux de type 1 (SD1), selon la norme NF EN ISO 13918.

Le béton qui constitue la poutre est de classe C30/37.

Les armatures sont en B500 (HA500).

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les matériaux sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Limite d'élasticité du goujon	$f_{yk}$	350 MPa
Résistance ultime du goujon à la traction	$f_{uk}$	450 MPa
Résistance caractéristique en compression du béton	$f_{ck}$	30 MPa
Résistance caractéristique en traction du béton (fractile 5 %)	$f_{ctk,0,05}$	2,0 MPa
Limite d'élasticité de l'acier d'armature	$f_{yk,re}$	500 MPa

### Coefficients partiels

Les coefficients partiels sont déterminés à partir des formules présentées au § 6.1.

États limites		Coefficients partiels
<b>Résistance de l'acier de fixation</b>		
Traction	$\gamma_{Ms,N}$	$1,2 \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,54$
Cisaillement	$\gamma_{Ms,V}$	$1 \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,29$
<b>Résistance de l'acier d'armature</b>		
Traction	$\gamma_{Ms,re}$	1,15
<b>Résistance du béton</b>		
Béton	$\gamma_c$	1,50
Fixations	$\gamma_{Mc}$	1,50

### Sollicitations

L'assemblage est soumis à un moment fléchissant et à un effort tranchant, tous les deux pondérés.

L'effort tranchant vaut :

$$V_{Ed} = V_{Ed}^g = 60 \text{ kN}$$

Le moment fléchissant vaut :

$$M_{Ed} = e_v V_{Ed} = 6 \text{ kN.m}$$

Dans un premier temps, la résistance de l'assemblage est évaluée sans tenir compte de la présence des armatures.

### Distribution des efforts

Il est supposé une distribution triangulaire des efforts entre les rangées de goujons.

Seules les deux rangées les plus éloignées du bord sont actives pour reprendre les efforts de traction dus au moment d'excentrement.

$$n_{bt} = 4$$

La résultante de compression est située au centre de gravité de la semelle inférieure du corbeau.

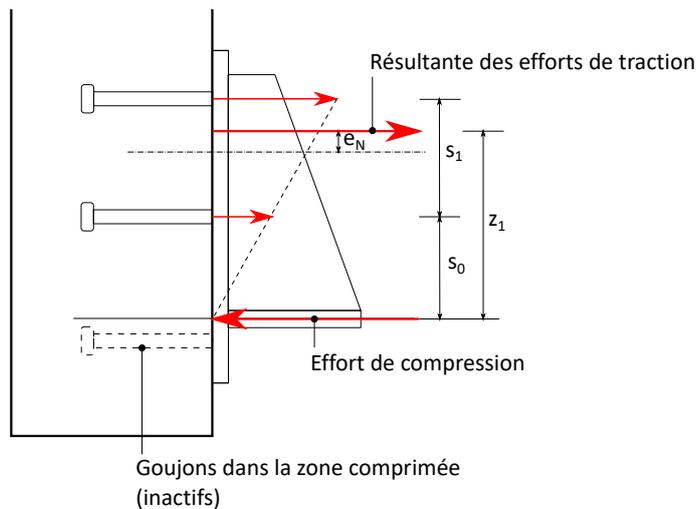


Figure 34 – Distribution des efforts

La distance qui sépare le centre de gravité de la semelle du corbeau à la rangée de goujons centraux est notée  $s_0$  et vaut 130 mm.

Le bras de levier qui sépare la résultante de compression de la résultante de traction est noté  $z_1$ . Sa valeur est obtenue en cherchant le barycentre des efforts de traction :

$$z_1 = \frac{(s_1 + s_0)^2 + s_0^2}{(s_1 + s_0) + s_0} = 232,4 \text{ mm}$$

La résultante de traction qui s'applique au groupe de fixations a donc pour expression :

$$N_{Ed} = N_{Ed}^g = \frac{M_{Ed}}{z_1} = 25,8 \text{ kN}$$

L'excentrement entre la résultante de traction et le centre de gravité des goujons actifs est noté  $e_N$  et est donné par la relation suivante :

$$e_N = z_1 - s_0 - \frac{s_1}{2} = 27,4 \text{ mm}$$

L'effort appliqué à l'ancrage le plus sollicité en traction vaut donc :

$$N_{Ed}^h = \frac{1}{2} \frac{\frac{s_1}{2} + e_N}{s_1} N_{Ed} = 8,8 \text{ kN}$$

Comme exposé dans le § 6.3.1, les goujons sont supposés tous actifs pour la reprise de l'effort tranchant, quel que soit le mode de ruine étudié.

L'effort appliqué à l'ancrage le plus sollicité au cisaillement vaut donc :

$$V_{Ed}^h = \frac{V_{Ed}^g}{n_b} = 10 \text{ kN}$$

### 6.7.2 Résistances en traction

#### Rupture de l'acier en traction (voir § 6.2.2)

L'aire résistante en traction d'un goujon est équivalente à l'aire de la section transversale brute, elle a pour valeur :

$$A_s = \pi \frac{d^2}{4} = 283,5 \text{ mm}^2$$

La résistance caractéristique d'un goujon est obtenue par la relation suivante :

$$N_{Rk,s} = f_{uk} A_s = 127,6 \text{ kN}$$

#### Rupture par extraction-glisement (voir § 6.2.4)

La pression locale pouvant être appliquée au béton est donnée par la relation suivante :

$$p_k = 7,5 f_{ck} = 225 \text{ MPa}$$

La surface de contact entre le dessous de la tête de goujon et le béton est donnée par la relation suivante :

$$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d^2) = 520,7 \text{ mm}^2$$

La résistance caractéristique d'un goujon est obtenue par la relation suivante :

$$N_{Rk,p} = p_k A_h = 117,2 \text{ kN}$$

#### Rupture par cône de béton (voir § 6.2.3)

L'entraxe critique, en deçà duquel les effets de groupe réduisent la résistance caractéristique de l'assemblage, est donné par la relation suivante :

$$s_{cr,N} = 3 h_{ef} = 420 \text{ mm}$$

Cette distance étant supérieure à l'entraxe réel des goujons, il est nécessaire de prendre en compte les effets de groupe dans l'évaluation de la résistance à la rupture de cône de béton.

La distance au bord critique associée est donnée par la relation suivante :

$$c_{cr,N} = \frac{s_{cr,N}}{2} = 210 \text{ mm}$$

La résistance caractéristique d'un goujon isolé et éloigné de tout bord est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk,c,0} = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} = 80750 \text{ N} = 80,8 \text{ kN}$$

Avec :

$$k_1 = 8,9$$

Pour tenir compte des effets de groupe, le rapport d'aire entre la surface projetée réelle et la surface projetée de référence doit être évalué.

L'aire de la surface projetée de référence a pour expression :

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 176,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

La surface projetée réelle est représentée en **Figure 31**. Cette surface est associée aux 4 goujons actifs en traction.

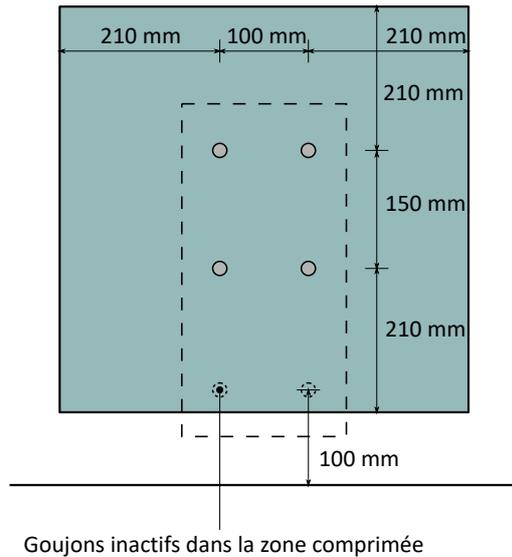


Figure 35 – Surface projetée réelle

L'aire de cette surface est alors obtenue par la relation suivante :

$$A_{c,N} = (c_{cr,N} + s_1 + c_{cr,N})(c_{cr,N} + s_2 + c_{cr,N}) = 296,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Le rapport entre ces deux aires vaut alors :

$$\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 1,68$$

La résistance caractéristique du groupe de goujons a pour expression :

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c,0} \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N}$$

Les valeurs des coefficients  $\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{re,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$  et  $\psi_{M,N}$  sont données dans le tableau suivant :

$\psi_{s,N}$	Le groupe de goujons tendu n'est pas à proximité directe d'un bord.	$\psi_{s,N} = 1$
$\psi_{re,N}$	La profondeur d'ancrage effective est supérieure à 100 mm.	$\psi_{re,N} = 1$
$\psi_{ec,N}$	Les goujons ne sont pas chargés uniformément. Un excentrement $e_N$ entre le centre de gravité des goujons actifs et la résultante de traction a précédemment été calculé : $e_N = 27,4 \text{ mm}$	$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_N}{s_{cr,N}}} = 0,88$
$\psi_{M,N}$	Il est recommandé de négliger ce coefficient en première approche.	$\psi_{M,N} = 1$

Soit la valeur de résistance caractéristique :

$$N_{Rk,c} = 120 \text{ kN}$$

### 6.7.3 Résistances au cisaillement

#### Rupture de l'acier en cisaillement (voir § 6.3.2)

La résistance caractéristique d'un goujon au cisaillement a pour expression :

$$V_{Rk,s} = k_6 A_s f_{uk} = 76,6 \text{ kN}$$

Avec :

$$k_6 = 0,6$$

### Rupture du béton par effet de levier (voir § 6.3.3)

Pour ce mode de ruine, il convient d'évaluer une résistance de rupture de cône pour le groupe des 6 goujons actifs pour la reprise de l'effort tranchant.

$$N_{\text{Rk,c}} = N_{\text{Rk,c,0}} \frac{A_{\text{c,N}}}{A_{\text{c,N}}^0} \psi_{\text{s,N}} \psi_{\text{re,N}} \psi_{\text{ec,N}} \psi_{\text{M,N}} = 145,2 \text{ kN}$$

Avec :

$$N_{\text{Rk,c,0}} = 80,8 \text{ kN}$$

$$A_{\text{c,N}} = (c_{\text{cr,N}} + 2 s_1 + c_1) (c_{\text{cr,N}} + s_2 + c_{\text{cr,N}}) = 317,2 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{c,N}}^0 = 176,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{\text{s,N}} = \psi_{\text{re,N}} = \psi_{\text{ec,N}} = \psi_{\text{M,N}} = 1$$

La résistance caractéristique du groupe de goujons a pour valeur :

$$V_{\text{Rk,cp}} = k_8 N_{\text{Rk,c}} = 217,8 \text{ kN}$$

Avec :

$$k_8 = 1,5, \text{ puisque } h_{\text{ef}} \geq 60 \text{ mm}$$

### Rupture du bord béton (voir § 6.3.4)

Pour ce mode de ruine, il convient d'évaluer la résistance de la rangée la plus proche du bord.

La résistance caractéristique d'un goujon isolé, non influencé par des fixations adjacentes, a pour valeur :

$$V_{\text{Rk,c}}^0 = 1,7 d^\alpha l_f^\beta \sqrt{f_{\text{ck}}} c_1^{1,5} = 18805 \text{ N} = 18,8 \text{ kN}$$

Avec :

- $l_f = \min (h_{\text{ef}}; 12d) = 140 \text{ mm}$

- $\alpha = 0,1 \left( \frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} = 0,118$

- $\beta = 0,1 \left( \frac{d}{c_1} \right)^{0,2} = 0,072$

Pour tenir compte des effets de groupe, le rapport d'aire entre la surface projetée réelle et la surface projetée de référence doit être évalué.

L'aire de la surface projetée de référence a pour expression :

$$A_{\text{c,v}}^0 = 4,5 c_1^2 = 45 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

La surface projetée réelle est représentée en **Figure 36**.

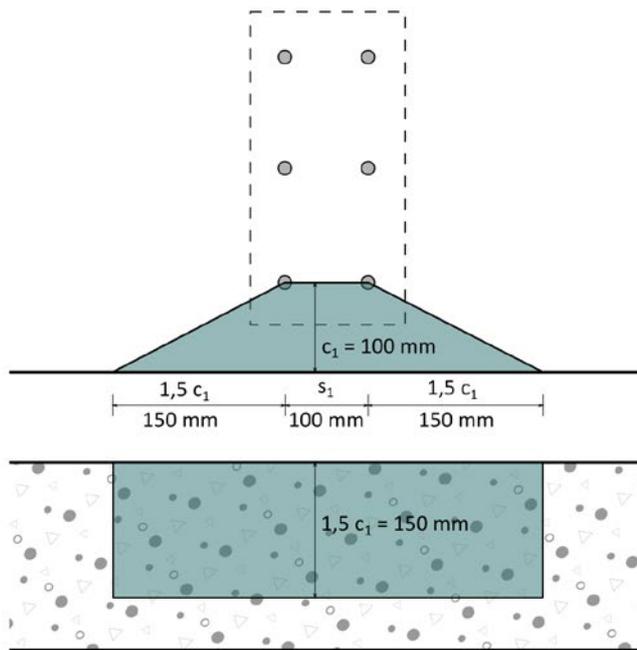


Figure 36 – Surface projetée réelle

L'aire de cette surface est alors obtenue par la relation suivante :

$$A_{c,V} = (1,5 c_1 + s_1 + 1,5 c_1) 1,5 c_1 = 67,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Le rapport entre ces deux aires vaut alors :

$$\frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} = 1,50$$

La résistance caractéristique du groupe de goujons a pour expression :

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \psi_{re,V}$$

Les valeurs des coefficients  $\psi_{s,N}$ ,  $\psi_{re,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$  et  $\psi_{M,N}$  sont données dans le tableau suivant :

$\psi_{s,V}$	L'assemblage n'est proche que d'un seul bord.	$\psi_{s,V} = 1$
$\psi_{h,V}$	L'épaisseur de l'élément béton est plus grande que $1,5 c_1$ .	$\psi_{h,V} = 1$
$\psi_{ec,V}$	L'effort tranchant est équitablement réparti sur les goujons.	$\psi_{ec,V} = 1$
$\psi_{\alpha,V}$	L'effort tranchant est appliqué perpendiculairement au bord béton.	$\psi_{\alpha,V} = 1$
$\psi_{re,V}$	La présence d'éventuelles armatures de bord n'est pas prise en compte.	$\psi_{re,V} = 1$

Soit la valeur de résistance caractéristique :

$$V_{Rk,c} = 28,2 \text{ kN}$$

#### 6.7.4 Vérification de l'assemblage

Vis-à-vis des effets de la traction, les taux de travail suivants sont obtenus :

**Rupture de l'acier en traction :**

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,s}/\gamma_{Ms,N}} = 0,11 \leq 1,0$$

**Extraction-glisement :**

$$\frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,p}/\gamma_{Mc}} = 0,11 \leq 1,0$$

**Rupture du cône béton :**

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} = 0,32 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage en traction est vérifiée. Le mode de ruine dimensionnant est celui qui implique la rupture du cône de béton.

Vis-à-vis des effets du cisaillement, les taux de travail suivants sont obtenus :

**Rupture de l'acier en cisaillement :**

$$\frac{V_{Ed}^h}{V_{Rk,s}/\gamma_{Ms,V}} = 0,17 \leq 1,0$$

**Rupture du béton par effet de levier :**

$$\frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,cp}/\gamma_{Mc}} = 0,41 \leq 1,0$$

**Rupture du bord du béton :**

Le taux de travail est calculé pour la rangée la plus proche du bord :

$$\frac{V_{Ed}^g/3}{V_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} = 1,06 \geq 1$$

La résistance de l'assemblage au cisaillement n'est pas vérifiée

Le mode de ruine déterminant de l'assemblage vis-à-vis des effets du cisaillement est celui impliquant la rupture du bord du béton.

#### 6.7.5 Armatures complémentaires

**Données complémentaires (voir § 6.4.4)**

L'assemblage est renforcé en accolant, pour chaque rangée, une armature de diamètre 14 (HA 14) « bateau » pliée à 45°, voir [Figure 37](#).

Données	Notations	Valeurs
Diamètre des armatures complémentaires	$\phi$	14 mm
Enrobage	$c_e$	3 cm
Nombre de brins d'armature traversant le plan de rupture	$n_{re}$	6

**Dispositions constructives**

En l'absence de contrainte géométrique, une valeur pour  $l_{bd}$  est choisie :

$$l_{bd} = 250 \text{ mm}$$

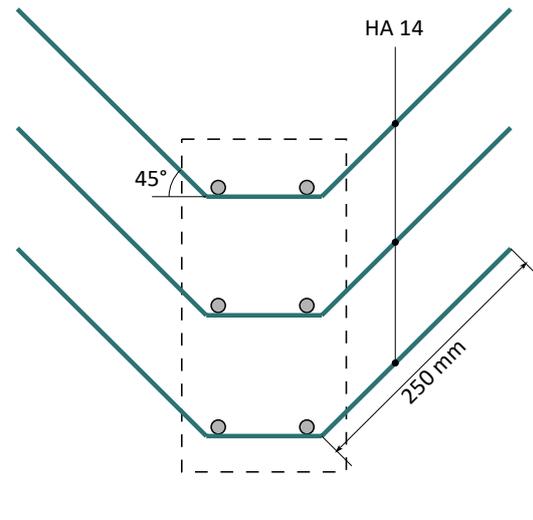


Figure 37 – Armatures complémentaires

La longueur d'ancrage de l'armature, notée  $l_{bd}$ , vérifie bien la relation suivante :

$$l_{bd} \geq \max \left( \frac{10 \phi}{100 \text{ mm}} \right) = 140 \text{ mm}$$

#### Rupture du bord du béton (voir § 6.4.5.1)

Grâce à ces armatures, le mode de ruine par rupture de bord béton n'est plus à vérifier. Tous les autres modes de ruine ainsi que les valeurs de résistance associées sont inchangés.

Il reste à déterminer les résistances vis-à-vis des modes de ruine liés aux armatures. Au préalable, l'excentrement entre l'effort tranchant et le centre de gravité des armatures, noté  $e_s$ , doit être déterminé.

#### Rupture de la section d'armature complémentaire (voir § 6.4.5.2)

Étant donné qu'un moment d'excentrement a déjà été pris en compte dans les vérifications précédentes, il convient de considérer pour ce calcul que l'effort tranchant est appliqué au droit de la paroi béton. Soit :

$$e_s = c_e + \frac{\phi}{2} = 37 \text{ mm}$$

La résistance de la section d'armature est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk, re} = \frac{1}{\left(\frac{e_s}{z} + 1\right)} k_{10} n_{re} \frac{\pi \phi^2}{4} f_{y,k} = 182,2 \text{ kN}$$

Avec :

$$k_{10} = 0,5$$

$$z = 0,85 \left( h - c_e - \frac{\phi}{2} \right) = 138,6 \text{ mm}$$

#### Rupture par perte d'adhérence des armatures (voir § 6.4.5.3)

La résistance de l'ancrage de l'armature est donnée par la relation suivante :

$$N_{Rk, a} = \frac{1}{\left(\frac{e_s}{z} + 1\right)} n_{re} \frac{l_{bd}}{\alpha_1 \alpha_2} \pi \phi 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0.05} = 164 \text{ kN}$$

Avec :

$$\alpha_1 = 1 \text{ et } \alpha_2 = 1$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ et } \eta_2 = 1$$

### Vérification du groupe de fixations avec des armatures

Vis-à-vis des effets de l'effort tranchant, de nouveaux taux de travail sont obtenus :

#### Rupture de l'acier d'armature :

$$\frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,re}/\gamma_{Ms,re}} = 0,38 \leq 1,0$$

#### Rupture par perte d'adhérence des armatures :

$$\frac{V_{Ed}^g}{N_{Rk,a}/\gamma_c} = 0,55 \leq 1,0$$

#### Interactions (voir § 6.5.2)

Il convient à présent d'évaluer les critères d'interaction et de tenir compte des modes de ruine liés aux armatures complémentaires.

Il convient de vérifier deux critères d'interaction. Le premier critère concerne les modes de ruine de l'acier :

$$\left( \frac{N_{Ed}^h}{N_{Rk,s}/\gamma_{Ms,N}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}^h}{V_{Rk,s}/\gamma_{Ms,V}} \right)^2 = 0,04 \leq 1,0$$

Le critère est vérifié.

Le second critère concerne les modes de ruine du béton. Il tient compte du fait que des armatures complémentaires sont prévues pour la reprise du cisaillement mais pas pour la reprise de la traction :

$$\left( \frac{N_{Ed}^g}{N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}} \right)^{k_{11}} + \left( \frac{V_{Ed}^g}{V_{Rk,a}/\gamma_c} \right)^{k_{11}} = 0,87 \leq 1,0$$

Avec  $k_{11} = 1$ , voir note du § 6.5.2.2.

Le critère est vérifié.

L'assemblage est justifié, en présence d'armatures complémentaires.

# Ancrage de pied de poteau

## 7.1 Démarche

Cette partie du guide traite des systèmes d'ancrage utilisés dans le cas des pieds de poteau, articulés ou encastés. La pratique actuelle consiste à dimensionner ces éléments en s'appuyant sur les recommandations de la CNC2M et les règles de la Partie 1-8 de l'Eurocode 3. Ces deux documents n'abordent que les vérifications locales à mener dans le béton, et ne donnent, par conséquent, aucune recommandation en matière de ferrailage.

Le présent guide propose de modifier et compléter les méthodes de calcul existantes en reprenant une partie des règles de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 qui prévalent en matière de vérification d'éléments en béton armé. Les formules données dans les chapitres suivants sont présentées selon le formalisme de la Partie 4 de l'Eurocode 2. Précisons toutefois que ce dernier document n'est pas adapté pour traiter directement le cas des ancrages de pieds de poteau.

Les types d'ancrage traités dans le présent chapitre sont ceux qui sont le plus couramment utilisés en pratique : les tiges d'ancrage courbes et les tiges d'ancrage munies d'une plaquette.

Dans le cadre d'une conception appropriée du ferrailage (voir § 7.6), ces dispositifs assurent une ductilité et un niveau de fiabilité acceptables pour l'ancrage quel que soit le mécanisme conduisant à la ruine.

## 7.2 Distribution des efforts

Les ancrages situés en pied de poteau sont susceptibles d'être sollicités en traction et en cisaillement.

L'effort de traction peut provenir d'un effort normal amené par le poteau. Il peut également s'agir de la composante de traction provenant d'un couple appliqué à l'assemblage, dans le cas d'un pied de poteau encasté ou semi-rigide. La distribution des efforts sur les ancrages suit alors les principes de la Partie 1-8 de l'Eurocode 3. En particulier, il pourrait être nécessaire de prendre en compte des effets de levier.

Généralement, quelle que soit l'origine de l'effort de traction, les ancrages sont positionnés de manière que l'effort soit réparti équitablement sur chacun d'eux.

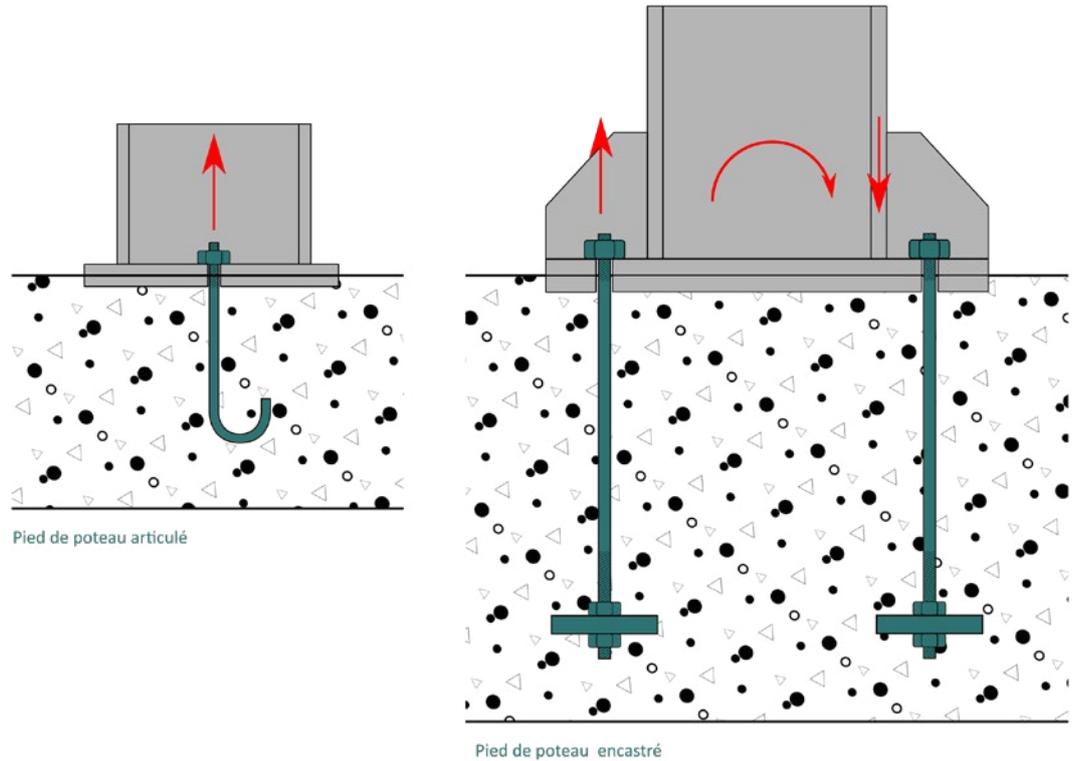


Figure 38 – Transmission des efforts dans les ancrages en pied de poteau

Généralement, les pieds de poteau sont également soumis à un effort tranchant. Il est possible de faire transiter cet effort à la fondation de trois manières différentes, en fonction du niveau de sollicitation :

- par frottement de la platine sur le béton, mais il faut que le poteau reste comprimé et que l'effort tranchant ne soit pas trop important ;
- par cisaillement des tiges d'ancrage en contact avec le béton lorsque les efforts tranchants sont modérés. C'est ce comportement qui est détaillé dans le présent guide ;
- par une bêche, et, dans ce cas, des efforts secondaires de traction sont appliqués aux ancrages. Cette conception est à retenir lorsque les efforts tranchants sont conséquents.

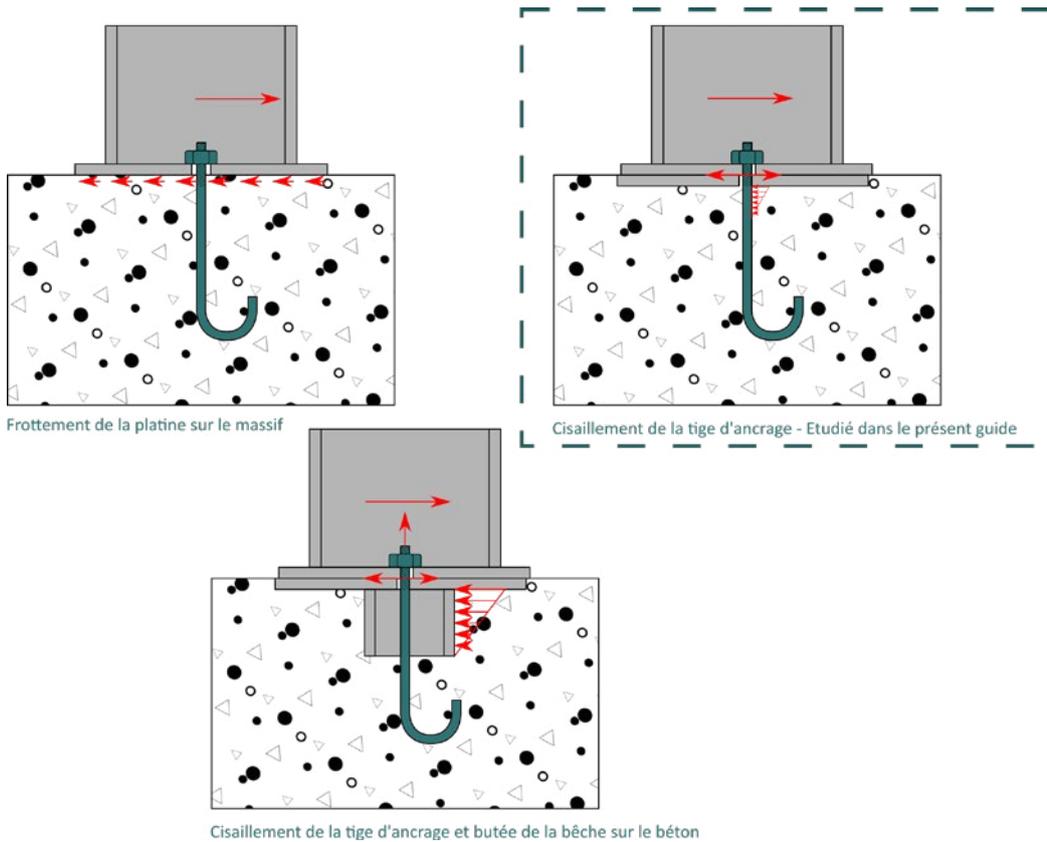


Figure 39 – Transmission des efforts tranchants en pied de poteau



**Transmission des efforts tranchants par frottement** – La Partie 1-8 de l’Eurocode 3 autorise la transmission des efforts tranchants par le frottement de la platine sur le scellement ou la surface béton. Le coefficient de frottement à retenir a pour valeur 0,3, d’après les recommandations de la CNC2M. Ce type de fonctionnement est limité au seul cas des poteaux toujours comprimés, quelles que soient les combinaisons de charges envisagées. Il est possible de considérer simultanément la résistance au frottement et la résistance au cisaillement de la tige d’ancrage pour évaluer la résistance totale de l’assemblage à l’effort tranchant.

Lorsque des trous surdimensionnés sont utilisés pour le réglage des poteaux, il convient de prévoir des plaquettes pour couvrir les trous, en respect de l’EN 1090-2. Ces plaquettes peuvent être soudées à la platine; dans ce cas, l’effort tranchant est équitablement réparti sur l’ensemble des tiges. Si les plaquettes ne sont pas soudées, il convient alors de vérifier que l’effort tranchant est repris par un autre dispositif.

### 7.3 Coefficients partiels

Pour les ancrages en pied de poteau, les formules qui sont données dans les paragraphes qui suivent permettent d’obtenir des valeurs de résistance de calcul.

Elles font intervenir pour cela des coefficients partiels dont les valeurs sont données dans le **Tableau 8**.

États limites	Coefficients partiels	
Résistance de la section transversale de l’ancrage	$\gamma_{M2}$	1,25
Résistance du béton	$\gamma_c$	1,5

Tableau 8 – Coefficients partiels pour les résistances des tiges d’ancrage

## 7.4 Résistance en traction

### 7.4.1 Rupture de l'acier de la tige d'ancrage

Cf. *Recommandations de la CNC2M § 6(4)*

Cette vérification vise un ancrage isolé, il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad (36)$$

Avec :

$N_{Ed}^h$  Effort de traction appliqué à l'ancrage le plus sollicité

La résistance caractéristique en traction d'une tige d'ancrage s'exprime comme suit :

$$F_{t,Rk} = \beta_{anc} 0,9 f_{ub} A_s \quad (37)$$

Avec :

$\beta_{anc}$  Coefficient égal à 0,85



**Aptitude du filetage** – Le coefficient  $\beta_{anc}$  provient de l'application du § 3.6.1(3) de la Partie 1-8 de l'Eurocode 3 qui indique que « pour des boulons à filetage usiné dont le filetage n'est pas conforme à l'EN 1090, il convient de multiplier les valeurs appropriées [...] par un facteur de 0,85 ». Or, un filetage est considéré conforme à la NF EN 1090-2 si le boulon a fait l'objet d'un essai d'aptitude à l'emploi (conformément à la NF EN 15048-2[6] pour les boulons SB et la NF EN 14399-2[7] pour les boulons HR), ce qui n'est pratiquement jamais le cas des boulons d'ancrage.

Dans le cas où un essai d'aptitude à l'emploi a été réalisé, le coefficient  $\beta_{anc}$  est égal à 1.

Les valeurs de résistance reportées dans le **Tableau 9** ont été obtenues pour les diamètres de tige et les aciers parmi les plus couramment utilisés.

$d$ [mm]	Nuance d'acier selon la NF EN 10025		Classe de boulonnerie selon la NF EN ISO 898-1 [3]			
	S 235	S 355	4.6	5.6	8.8	10.9
16	34,6	45,2	38,4	48,0	76,9	96,1
20	54,0	70,5	60,0	75,0	120	150
24	78,0	102	86,0	108	173	216
27	101	132	112	140	225	281
30	124	161	137	172	275	343
33	153	200	170	212	340	425
36	180	235	200	250	400	500

Tableau 9 – Valeurs de résistance de calcul  $F_{t,Rk}/\gamma_{M2}$  des tiges d'ancrage en traction, en kN



**Classe 8K8** – La classe 8K8 définie dans la NF E 25-136, parfois désignée « équivalent 8.8 », présente une limite d'élasticité et une résistance à la traction équivalente à celle de la classe 8.8 suivant la NF EN ISO 898-1. Ces performances sont atteintes par écrouissage, sans recourir à un traitement thermique, jusqu'à M30 inclus. Cette classe de qualité n'est pas adaptée pour un usage à basses températures. En effet, l'énergie minimale absorbée lors de l'essai de flexion par choc (27 J) à -20 °C pour la classe 8.8) n'est pas garantie pour la classe 8K8.

## 7.4.2 Rupture par défaut d'adhérence

Cf. NF EN 1992-4 § 7.2.1.6

Cf. Recommandations de la CNC2M, tableau 19

Ce mode de ruine ne concerne que les ancrages à simple ou à double courbure.

### 7.4.2.1 Contrainte ultime d'adhérence

Les formules qui sont présentées dans les paragraphes suivants dépendent de la contrainte ultime d'adhérence qui peut se développer à l'interface entre l'ancrage et le béton.

Une expression de la valeur caractéristique cette contrainte peut être obtenue en adaptant la formule donnée au § 8.4.2 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 au cas des ronds lisses.

$$\tau_{Rk} = \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0,05} \quad (38)$$

Avec :

$\eta_1$  Coefficient tenant compte des conditions d'adhérence

En présence d'un ancrage courbe  $\eta_1 = 1$

$\eta_2$  Coefficient de réduction tenant compte du diamètre des barres :

Si  $d \leq 32 \text{ mm}$  alors  $\eta_2 = 1$  sinon,  $\eta_2 = \frac{(132 - d)}{100}$ , avec  $d$  en mm

$f_{ctk,0,05}$  Valeur caractéristique de la résistance en traction du béton (fractile 5%)

$$f_{ctk,0,05} = 0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$



**Comparaison avec les recommandations de la CNC2M** – Les recommandations de la CNC2M proposent une formule de la contrainte d'adhérence légèrement différente de celle de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 :

Contrainte d'adhérence de calcul selon les recommandations (reprise de l'ENV 1992-1-1 [2]) :

$$f_{bd} = 0,36 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Avec  $f_{ck}$  en MPa.

Contrainte d'adhérence de calcul selon la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 :

$$f_{bd} = f_{cta} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}$$

L'adaptation pour les barres lisses correspond simplement à la suppression du facteur de 2,25 valable uniquement pour les barres nervurées. Ce facteur correspond au coefficient  $\psi_s^2$  du BAEL 91 [25], avec  $\psi_s = 1,5$  pour les barres nervurées et  $\psi_s = 1,0$  pour les barres lisses.

Ces deux formules ont été comparées pour des classes de béton comprises entre C20/25 et C40/50.

Classe de béton	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{bd}$ [MPa]		Écart
		EC2-1-1	CNC2M	
C20/25	20	1,03	1,07	3,9 %
C25/30	25	1,20	1,20	0,3 %
C30/37	30	1,35	1,31	-2,8 %
C35/45	35	1,50	1,42	-5,5 %
C40/50	40	1,64	1,52	-7,9 %

Tableau 10 – Comparatif des contraintes d'adhérence obtenues selon l'EN 1992-1-1 et les recommandations de la CNC2M

Il s'avère que pour des classes de béton jusqu'à C30/37, l'écart entre les valeurs obtenues par les deux méthodes est inférieur à 5%. Pour des bétons de classes supérieures, l'Eurocode 2 Partie 1-1 permet d'obtenir des valeurs de contraintes d'adhérence significativement plus élevées.

#### 7.4.2.2 Notions d'entraxe et de distance au bord

Comme dans le cas des goujons, voir § 6.2.3.1, c'est en comparant les distances aux bords et les entraxes réels de l'assemblage aux valeurs limites qu'il est possible d'évaluer l'influence des effets de bord et des effets de groupe sur la résistance des ancrages.

Dans le cas d'ancrages fonctionnant par adhérence, la Partie 4 de l'Eurocode 2 propose une formule d'entraxe critique qui dépend du diamètre de la barre :

$$s_{cr,Np} = 7,3 d \tau_{Rk,ref}^{0,5} \quad [39]$$

Avec :

$\tau_{Rk,ref}$  Valeur caractéristique de référence de la contrainte ultime d'adhérence, correspondant à la valeur de  $\tau_{Rk}$  (voir §7.4.2.1) pour un béton de classe C20/25, soit 1,55 MPa pour des ancrages de diamètre inférieur ou égal à 32 mm

Soit :

$$s_{cr,Np} = 9,08 d \approx 9 d \quad [40]$$

Et

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \approx 4,5 d \quad [41]$$

Les valeurs limites d'entraxe et de distance aux bords sont données dans le [Tableau 11](#).

$d$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]
16	144	72,0
20	180	90,0
24	216	108
27	243	122
30	270	135
33	297	149
36	324	162

Tableau 11 – Entraxe et distance aux bords pour des tiges d'ancrage

Soit par exemple une tige de diamètre 20 mm. Si cette tige est positionnée à moins de 90 mm des bords ou à moins de 180 mm d'un autre ancrage, il conviendra de réduire la résistance en traction du groupe.



**Fluage** – La procédure de calcul qui est décrite dans la Partie 4 de l'Eurocode 2 concerne les fixations par scellement chimique et tient compte de fluage du produit de scellement. Ce phénomène a pour effet de réduire la contrainte d'adhérence de l'ancrage. Dans le cas des pieds de poteau avec ancrages pré-scclés, les efforts de traction appliqués aux ancrages sont, en majorité, des efforts à « court terme ». Il n'y a donc pas lieu, dans ce cas, de prendre en compte le fluage dans l'évaluation de la résistance en adhérence.

#### 7.4.2.3 Vérification

Cette vérification vise un groupe d'ancrages, il convient donc de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{t,p,Rk}/\gamma_{Mc}} \leq 1,0 \quad [42]$$

Avec :

$N_{Ed}^g$  Effort de traction appliqué au groupe d'ancrages

La résistance caractéristique en traction d'un ancrage, ou d'un groupe d'ancrages, s'exprime comme suit :

$$N_{t,p,Rk} = F_{t,p,Rk} \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \psi_g \quad [43]$$

Avec :

$F_{t,p,Rk}$  Résistance caractéristique d'un ancrage isolé, non influencé par des ancrages adjacents ou par les bords de l'élément béton

Dans le cas d'un ancrage courbe, cette résistance est obtenue par la relation suivante :

$$F_{t,p,Rk} = \pi d (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) \tau_{Rk}$$

Avec :

$l_1$ ,  $r$  et  $l_2$  Paramètres dépendants de la géométrie de l'ancrage, définis sur la **Figure 40** tels que  $r \geq 3 d$  et  $1,5 d \leq l_2 \leq 2 d$

$\tau_{Rk}$  Valeur caractéristique de la contrainte ultime d'adhérence évaluée pour la classe du béton selon le § 7.4.2.1

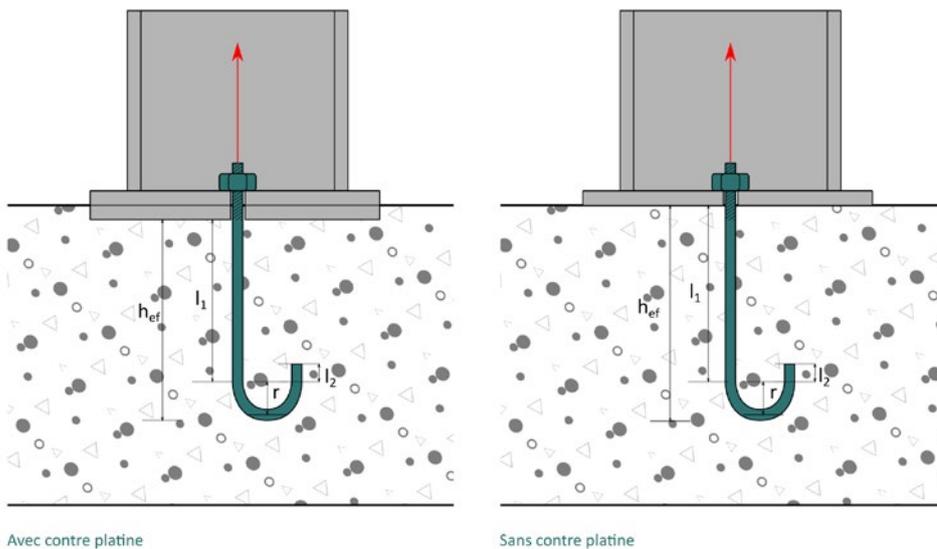


Figure 40 – Géométrie des ancrages courbes

Il est possible d'évaluer ces paramètres avec leurs valeurs limites :  $r = 3 d$  et  $l_2 = 1,5 d$ . Dans ce cas il est possible d'exprimer  $F_{t,p,Rk}$  en fonction d'une profondeur d'ancrage effective  $h_{ef}$ , définie sur la **Figure 40** :

$$F_{t,p,Rk} = \pi d (h_{ef} + 21 d) \tau_{Rk}$$

Dans le cas d'un ancrage droit, la résistance caractéristique a pour expression :

$$F_{t,p,Rk} = \pi d h_{ef} \tau_{Rk}$$

Cette formule est donnée à titre informatif car l'emploi d'ancrage droit sans dispositif de sécurisation n'est pas recommandé.

$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0}$

Rapport qui permet de tenir compte des effets de groupe et de la distance au bord. Il caractérise la liberté qu'a le bulbe de contrainte de se développer dans l'élément béton. Sa valeur maximale est égale au nombre de tiges d'ancrage présentes dans un même groupe.

$A_{p,N}^0$  est la surface projetée de référence qui peut théoriquement être atteinte en surface du massif béton par le bulbe de contrainte, dans le cas d'un ancrage isolé et loin de tout bord.

$$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np}^2 = 81 d^2$$

$A_{p,N}$  est la surface projetée réelle qui peut effectivement être atteinte en surface du massif béton par le bulbe de contrainte, pour une tige d'ancrage ou un groupe de tiges, en tenant compte des distances aux bords et des entraxes réels.

Voir **Figure 41**.

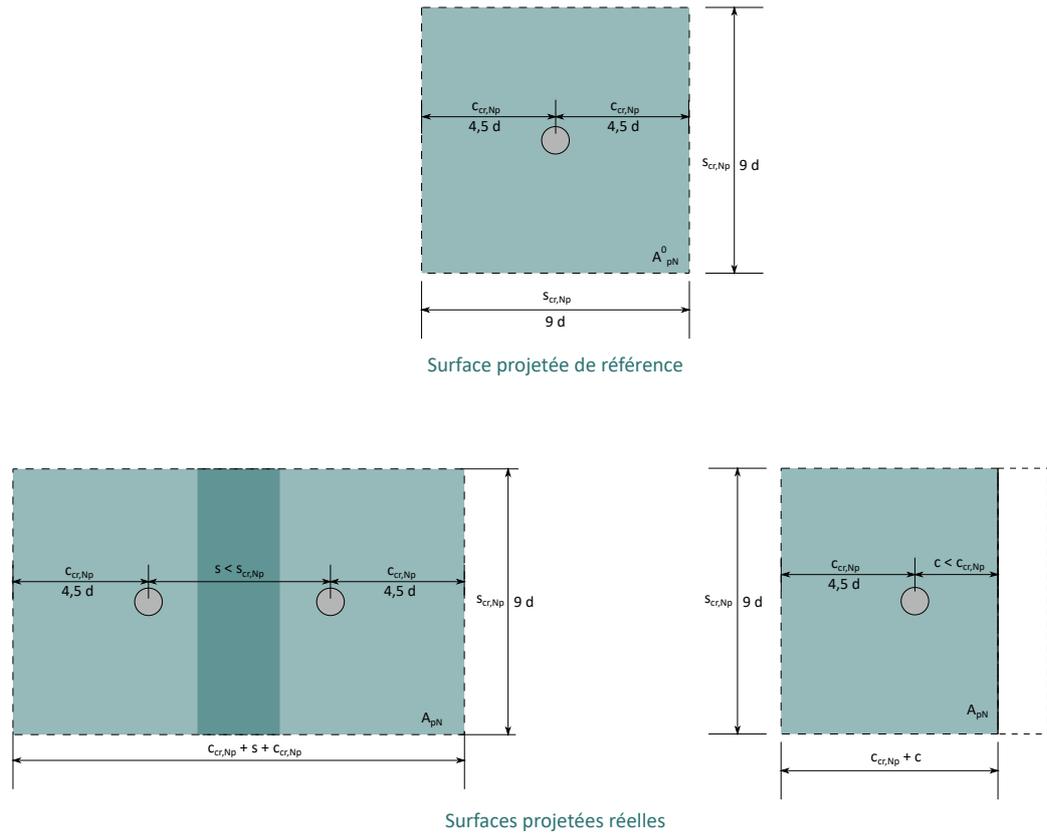


Figure 41 – Définition des surfaces projetées pour la rupture par perte d'adhérence

Les surfaces projetées sont des représentations simplifiées de la base du bulbe de contrainte qui se forme dans le massif béton, au fur et à mesure que les efforts de traction présents dans les ancrages sont transmis au béton par adhérence, voir **Figure 42**.

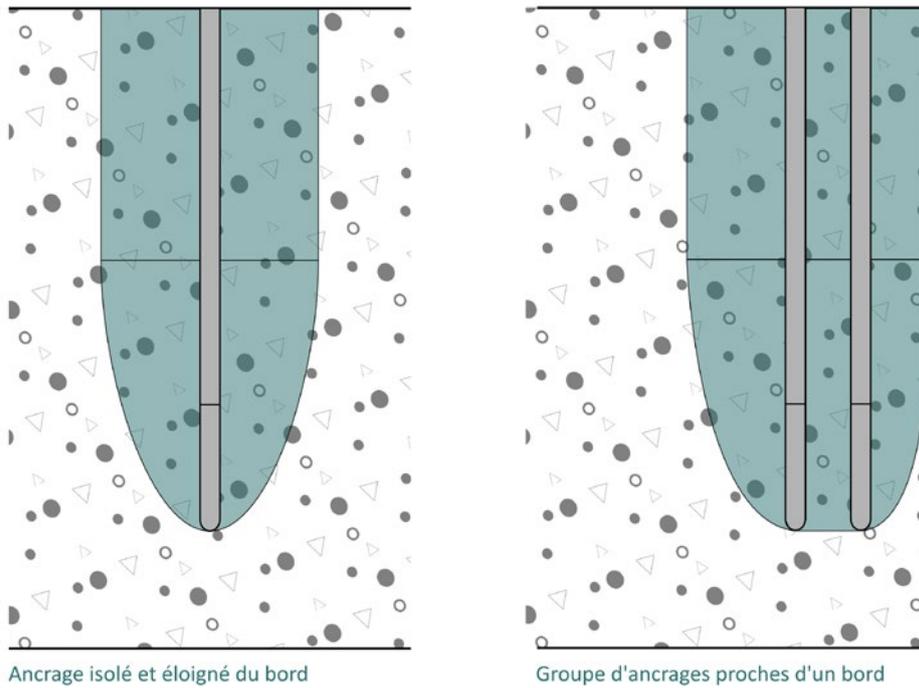


Figure 42 – Formation des bulbes de contrainte

$\psi_g$

Coefficient qui permet de tenir compte d'une amélioration de la résistance lorsque les tiges sont groupées, avec des entraxes inférieures à  $s_{cr,Np}$ . Il provient du fait que la résistance en adhérence d'un paquet de plusieurs tiges est plus élevée que celle d'une tige isolée.

Il a pour expression :

$$\psi_g = \psi_{g,0} - \left( \frac{s^*}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} (\psi_{g,0} - 1) \text{ mais } \psi_g \geq 1,0$$

Avec :

$s^*$  distance moyenne des entraxes entre tiges d'ancrage à déterminer comme illustrée en Figure 43

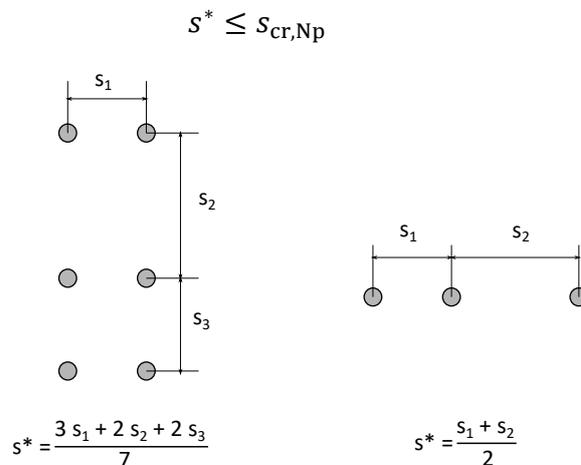


Figure 43 – Exemple de calcul de  $S^*$

$$\psi_{g,0} = \sqrt{n_b} - (\sqrt{n_b} - 1) \left( \frac{\tau_{Rk,ref}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \text{ mais } \psi_{g,0} \geq 1,0$$

Avec :

$$\tau_{Rk,ref} = 1,55 \text{ MPa pour } d \leq 32 \text{ mm voir § 7.4.2.2,}$$

$\tau_{Rk,c}$

Contrainte d'adhérence maximale pouvant être développée avant de provoquer une ruine par cône de rupture

$$\tau_{Rk,c} = \frac{7,7}{\pi d} \sqrt{h_{ef} f_{ck}}$$

Pour faciliter l'utilisation du coefficient  $\psi_g$ , des valeurs ont été tabulées en fonction du nombre d'ancrages dans le groupe et du rapport  $\frac{S^*}{S_{cr,Np}}$ . Ces valeurs ont été obtenues en considérant que le rapport  $\frac{\tau_{Rk,ref}}{\tau_{Rk,c}}$  est suffisamment faible pour négliger le second terme du coefficient  $\psi_{g,0}$  (Donc  $\psi_{g,0} \approx \sqrt{n}$ ).

$n_b$	$\frac{S^*}{S_{cr,Np}}$				
	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
2	1,23	1,15	1,09	1,04	1,00
4	1,55	1,37	1,22	1,11	1,00
6	1,80	1,53	1,33	1,15	1,00
8	2,01	1,67	1,41	1,19	1,00
10	2,19	1,79	1,49	1,23	1,00

Tableau 12 – Valeurs simplifiées du coefficient  $\psi_g$



**Comparaison avec les CM 66** – La règle de calcul qui est proposée dans le présent guide implique de réduire la résistance en traction d'un groupe d'ancrages si ceux-ci sont trop proches d'un bord ou trop proches les uns des autres.

Le § 5,123 des CM66 [26] préconisait également de réduire la résistance des ancrages en tenant compte des effets de groupe et de bord par le biais d'un coefficient réducteur calculé comme suit :

$$\varphi = \frac{1}{\left(1 + \frac{d}{\min(c, s)}\right)^2}$$

Ce coefficient est comparé au produit  $\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \psi_g$  dans le cas de deux ancrages éloignés de tout bord et séparés par une distance  $s \leq S_{cr,Np}$ .

Il vient :

$$\varphi = \frac{1}{\left(1 + \frac{d}{s}\right)^2} = \frac{1}{\left(1 + \frac{S_{cr,Np}}{9s}\right)^2} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{9 \frac{s}{S_{cr,Np}}}\right)^2}$$

Et

$$A_{p,N} = S_{cr,Np} (S + S_{cr,Np})$$

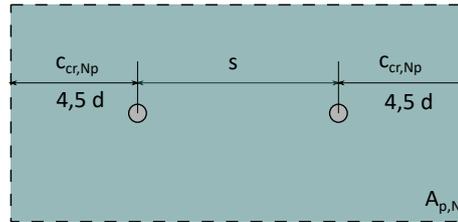


Figure 44 – Surface projetée réelle pour un groupe de deux ancrages

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = \frac{s_{cr,Np} (s + s_{cr,Np})}{s_{cr,Np}^2} = 1 + \frac{s}{s_{cr,Np}}$$

Le **Tableau 13** donne les coefficients à appliquer à la résistance de calcul pour un groupe de deux ancrages éloigné de tout bord, en appliquant la méthode du présent guide et celle des CM66.

$\frac{s}{s_{cr,Np}}$	Guide		CM 66	Écart
	$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0}$	$\psi_g$	$n \varphi$	
0,20	1,47		0,83	-78,3 %
0,40	1,61		1,22	-31,6 %
0,60	1,75		1,42	-22,8 %
0,80	1,88		1,54	-21,8 %
1,00	2,00		1,62	-23,5 %

Tableau 13 – Comparaison entre la méthode du guide et les CM66

La méthode proposée dans le présent guide, qui reprend celle décrite dans la NF EN 1992-4, permet d'atteindre des valeurs de résistance plus élevées que celles qui seraient obtenues par un calcul selon les CM 66.

Il est toujours possible de réaliser un ancrage total en choisissant une profondeur d'ancrage effective suffisamment grande pour que la ruine provienne de la rupture de la section d'acier. Le **Tableau 14** donne les valeurs de profondeur d'ancrage effective,  $h_{ef}$ , minimales, en fonction du diamètre de l'ancrage,  $d$ , pour réaliser un ancrage total.

Ces valeurs sont obtenues en considérant que  $F_{t,p,Rd} = F_{t,Rd}$  et  $A_s = 0,65 d^2$ , en supposant l'ancrage isolé et éloigné de tout bord et pour des diamètres inférieurs à 32 mm. Pour des diamètres supérieurs ou égaux à 32 mm, il conviendra d'appliquer une contrainte ultime d'adhérence plus faible, voir § 7.4.2.1.

Classe de béton	Nuance d'acier selon la NF EN 10025		Classe de boulonnerie selon la NF EN ISO 898-1			
	S235	S 355	4.6	5.6	8.8	10.9
C20/25	23 d	37 d	28 d	40 d	77 d	102 d
C25/30	17 d	29 d	21 d	32 d	64 d	85 d
C30/37	13 d	23 d	16 d	26 d	54 d	73 d
C35/40	9 d	19 d	13 d	21 d	47 d	64 d
C40/50	7 d	15 d	10 d	18 d	41 d	56 d

Tableau 14 – Profondeur d'ancrage effective pour un ancrage total avec une crose ( $r = 3 d$  et  $l_2 = 1,5 d$ )

### 7.4.3 Rupture par écrasement local du béton

Cf. NF EN 1992-1-1 § 6.7

Ce mode de ruine ne concerne que les tiges d'ancrage munies d'une plaquette.

#### 7.4.3.1 Vérification

Cette vérification vise un groupe d'ancrages, il convient donc de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{t,c,Rk}/\gamma_{Mc}} \leq 1,0 \quad [44]$$

Avec :

$N_{Ed}^g$  Effort de traction appliqué au groupe d'ancrages

La résistance caractéristique des ancrages munis d'une plaquette, en traction, est obtenue par application de la formule suivante, en supposant que tous les ancrages du groupe sont équitablement chargés :

$$N_{t,c,Rk} = F_{t,c,Rk} n_b \alpha_n \quad [45]$$

Avec :

$F_{t,c,Rk}$  Résistance de calcul d'un ancrage isolé et éloigné de tout bord et en tenant compte des effets du confinement local du béton

$$F_{t,c,Rk} = 3 f_{ck} \frac{\pi}{4} (a^2 - d^2)$$

Avec :

$a$  largeur ou diamètre de la plaquette d'ancrage

$n_b$  Nombre de tiges d'ancrage dans le groupe

$\alpha_n$  Coefficient qui permet de tenir compte des effets défavorables dus à la proximité des différents ancrages du groupe ou d'un bord

L'utilisation de ce coefficient suppose que la surface de diffusion est homothétique à la surface de la plaquette, et qu'un côté de l'une ne soit pas plus de 3 fois supérieur au côté de l'autre.

$$\alpha_n = \min\left(\frac{s}{3a}; \frac{2c}{3a}; \frac{1}{3} + \frac{h_{ef}}{3a}; 1\right)$$

Voir Figure 45 et Figure 46.

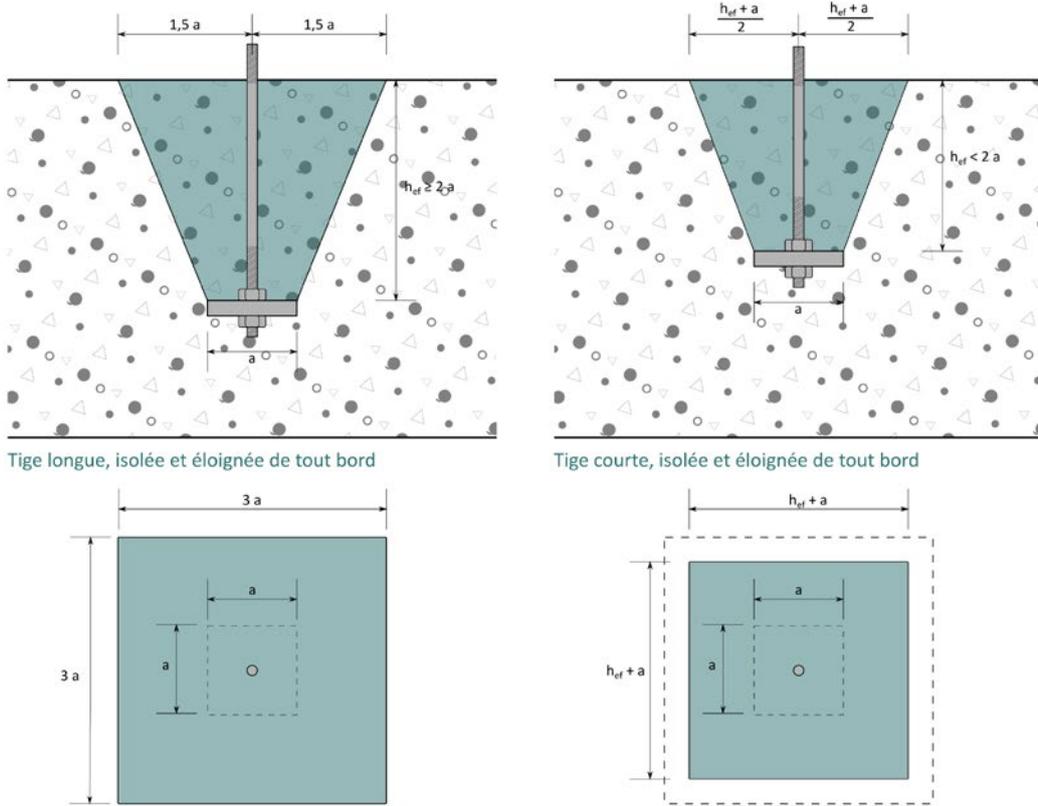


Figure 45 – Cône de rupture pour les tiges d'ancrage munies d'une plaque

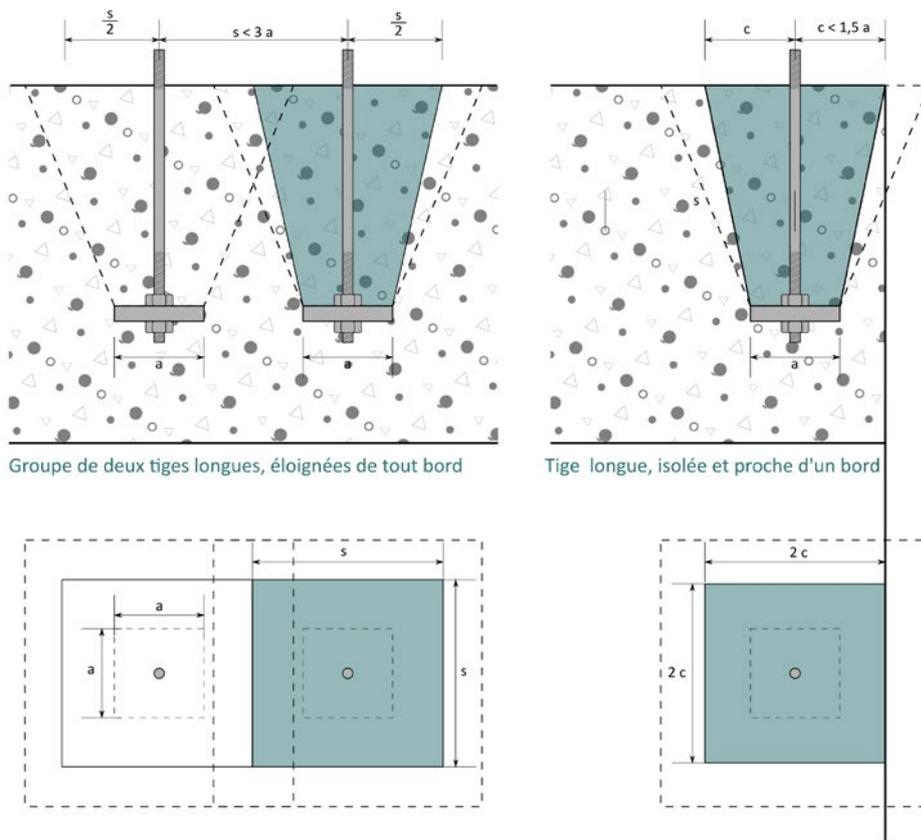


Figure 46 – Cône de rupture pour les tiges d'ancrage munies d'une plaque (suite)



**Sommier et plaquette commune à plusieurs ancrages** – Dans le cas d'un groupe d'ancrages, il est possible de mettre en œuvre un sommier (profilé noyé dans le béton) faisant office de plaquette ou une unique plaquette qui est reliée à chacun des ancrages. Cela peut permettre d'améliorer la résistance du groupe, car la résistance de plusieurs plaquettes proches est fortement limitée par le coefficient  $\alpha_n$  construit sur l'hypothèse d'aire homothétique ne se recouvrant pas.

Il convient alors d'adapter les expressions de  $F_{t,c,Rk}$  et de  $\alpha_n$ . Il est toujours supposé que les efforts se diffusent homothétiquement à partir de l'aire du sommier ou de la plaquette unique, et que l'aire de la surface projetée ne peut pas dépasser le triple de cette aire. Le dimensionnement du sommier ou de la plaquette unique peut être réalisé en retenant le même principe que celui présenté au § 7.4.3.2, à savoir que l'élément métallique doit conserver un comportement élastique sous l'effet d'une pression correspondant à la résistance de calcul du béton.

#### 7.4.3.2 Dimensions de la plaquette

Lorsqu'une plaquette d'ancrage est utilisée, il convient de s'assurer que sa résistance et sa rigidité sont suffisantes pour transmettre l'effort au béton.

Il est proposé de reprendre le principe utilisé au § 6.2.5(4) de l'Eurocode 3 Partie 1-8 pour le calcul de la largeur additionnelle « c » d'un tronçon en T comprimé. Dans ce modèle du tronçon en T comprimé, la largeur additionnelle est la surlargeur de la platine en acier par rapport au poteau, qui est prise en compte dans le calcul. Cette surlargeur doit être suffisamment courte pour permettre à la platine de conserver un comportement élastique en flexion sous une pression égale à la résistance de calcul du béton.

Dans le cadre du présent guide, la plaquette de diamètre extérieur  $a$  est modélisée par une plaque annulaire encastrée sur son périmètre intérieur (de diamètre intérieur  $d_i$ ) et soumise à une pression uniforme correspondant à la résistance de calcul du béton, tenant compte de l'effet du confinement, soit  $3 f_{cd}$ . Pour un groupe d'ancrages proches les uns des autres, un calcul plus optimisé pourrait être recherché en retenant une pression égale à  $3 f_{cd} \alpha_n$ .

D'autres démarches de vérification de la plaquette pourrait être envisagées, tout en conservant les principes généraux décrit ci-dessus.

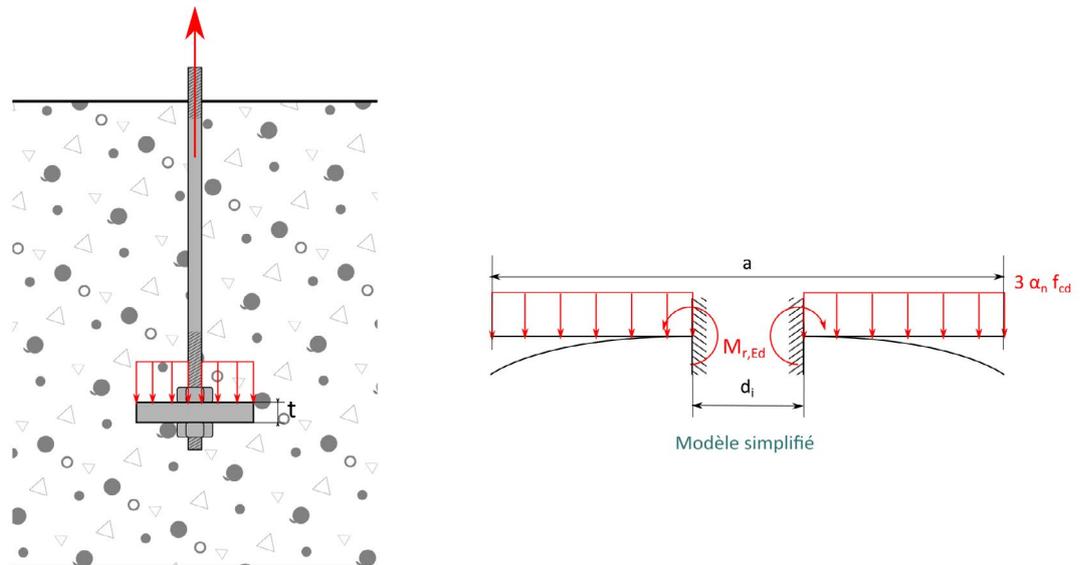


Figure 47 – Modèle de vérification de la plaquette

Le moment de flexion radiale maximale dans la plaquette vaut alors :

$$M_{r,Ed} = \frac{3 \alpha_n f_{cd} a^2}{4} k_{mr}$$

Avec :

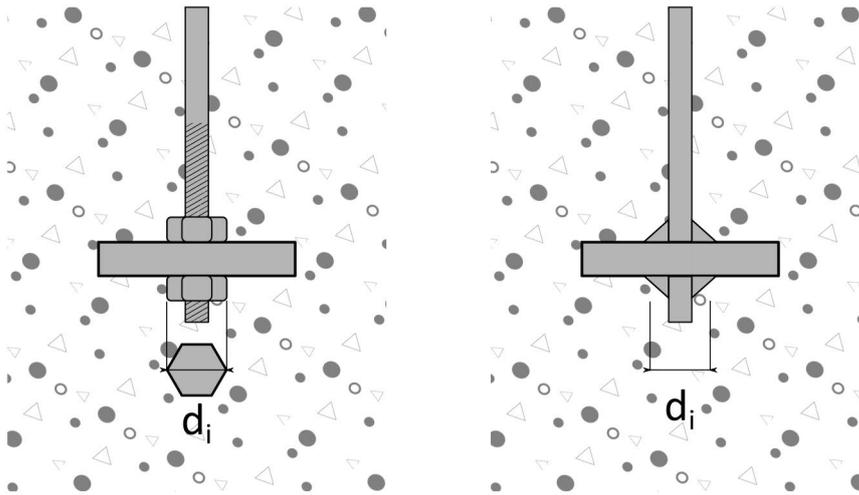
$k_{mr}$  Coefficient dépendant du coefficient de Poisson  $\nu$  et du rapport entre les diamètres intérieur  $d_i$  et extérieur  $a$

Lorsque  $\nu = 0,3$  et  $a/d_i \geq 2$ , sa valeur approchée est  $k_{mr} \approx 0,482 \ln \frac{a}{d_i} - 0,166$ .

La valeur minimale du coefficient  $k_{mr}$  correspondant au cas  $a/d_i = 2$  est donc de 0,168.

Le diamètre  $d_i$  est mesuré différemment selon le type de plaquette utilisée :

- plaquette prise entre deux écrous :  $d_i$  est égal à la cote surangle des écrous (c'est-à-dire la taille de la clé, soit environ 1,5 fois le diamètre nominal de la tige) ;
- plaquette soudée sur la tige :  $d_i$  est égal au diamètre extérieur du cordon de soudure qui doit être continu sur le périmètre de la tige.



**Tiges d'ancrage et soudures** – Si les tiges d'ancrage sont réalisées dans des aciers soudables, comme les aciers de construction de nuance S235, S275 ou S355, il est alors possible de souder la plaquette d'ancrage en extrémité de la tige. Il s'avère toutefois nécessaire de surdimensionner les soudures afin qu'elles ne constituent pas l'élément faible de l'ancrage.

Les aciers utilisés en boulonnerie n'ont pas, a priori, de garantie de soudabilité. Par ailleurs, les classes 8.8 et 10.9 subissent un traitement thermique (trempe et revenu), dont le résultat serait dégradé par un éventuel soudage ultérieur.

La résistance élastique de la plaquette vaut :

$$M_{r,Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}}$$

Avec :

$f_y$  Limite d'élasticité de l'acier de la plaquette

$t$  Épaisseur de la plaquette

La plaquette est donc vérifiée en respectant l'inégalité suivante :

$$M_{r,Ed} \leq M_{r,Rd}$$

Cette inégalité est vérifiée si l'épaisseur de la plaquette respecte la condition suivante :

$$t \geq a \sqrt{\frac{4,5 f_{cd}}{f_y / \gamma_{M0}} k_{mr}} \quad [46]$$

Ou, en considérant  $\gamma_{M0} = 1,0$  et  $\gamma_c = 1,5$  :

$$t \geq a \sqrt{\frac{3 \alpha_n f_{ck}}{f_y} k_{mr}} \quad [47]$$

Les valeurs minimales du rapport  $t/a$  sont données dans le **Tableau 15** pour quelques valeurs du rapport  $a/d_i \alpha_n = 1$ .

		C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
$a/d_i = 2,0$ ( $k_{mr} = 0,168$ )	<b>S235</b>	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29
	<b>S275</b>	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27
	<b>S355</b>	0,17	0,19	0,21	0,22	0,24
$a/d_i = 2,5$ ( $k_{mr} = 0,276$ )	<b>S235</b>	0,27	0,30	0,32	0,35	0,38
	<b>S275</b>	0,25	0,27	0,30	0,32	0,35
	<b>S355</b>	0,22	0,24	0,26	0,29	0,31
$a/d_i = 3,0$ ( $k_{mr} = 0,364$ )	<b>S235</b>	0,30	0,34	0,37	0,40	0,43
	<b>S275</b>	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40
	<b>S355</b>	0,25	0,28	0,30	0,33	0,35

Tableau 15 – Valeurs minimales du rapport  $\frac{t}{a}$



**Comparaison avec les recommandations de la CNC2M** – Les conditions d'épaisseur définies ci-dessus sont significativement plus sévères que celle proposée dans les recommandations CNC2M, à savoir :

$$t \geq 0,3 r_r \quad \text{ou} \quad t \geq 0,15 a$$

Cette condition est issue du guide de Y. Lescouarc'h [16]. Elle est obtenue en limitant la déformabilité de la plaquette, modélisée comme une plaque circulaire simplement appuyée sur son périmètre extérieur et sollicitée par une charge ponctuelle en son centre correspondant à la résistance du béton. Cette démarche n'a pas été conservée pour les raisons suivantes :

- Dans les recommandations de la CNC2M, la résistance du béton prise en compte correspond à la valeur donnée par la norme française de l'époque du guide [16] pour un béton C20/25, à savoir 11,33 MPa. La valeur donnée par l'Eurocode 2 est supérieure et il convient de tenir compte des autres classes de béton.
- La limite de flèche de la plaquette est prise égale au 1/100 du rayon extérieur de la plaquette, sans justification particulière.
- Il peut être montré que le moment de flexion atteint dans le modèle décrit ci-dessus dépasse la résistance élastique de la plaquette à moins d'augmenter significativement son épaisseur (pour des nuances d'acier courantes de la plaquette).

À noter toutefois que si la condition d'épaisseur de la plaquette est plus sévère que celle des recommandations de la CNC2M, la résistance obtenue pour le mode de ruine par écrasement local du béton est généralement plus élevée.

Il est possible de prendre en compte des conditions simplifiées pour une plaquette prise entre deux écrous et noyée dans un béton de classe C20/25 au minimum. Dans ce cas, le mode de ruine d'écrasement local du béton n'est pas dimensionnant par rapport à la résistance de l'acier de la tige d'ancrage, si les conditions suivantes sont respectées :

- Tige d'ancrage de résistance ultime  $f_{ub} \leq 600$  MPa

$$a \geq 3 d \quad \text{et} \quad t \geq 0,7 a \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_y}}$$

La condition sur l'épaisseur de la plaquette correspond aux valeurs pour  $a/d_i = 2$  dans le **Tableau 15**.

- Tige d'ancrage de résistance ultime  $600 \text{ MPa} < f_{ub} \leq 1000$  MPa

$$a \geq 4 d \quad \text{et} \quad t \geq a \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_y}}$$

La condition sur l'épaisseur de la plaquette correspond aux valeurs pour  $a/d_1 = 3$  dans le [Tableau 15](#).

## 7.5 Résistance en cisaillement

### 7.5.1 Rupture de l'acier de la tige d'ancrage

Cf. *NF EN 1993-1-8 § 3.6.1 et tableau 3.4*

Cette vérification est en général vérifiée si celle présentée au § 7.5.2 l'est également. Le calcul de la résistance de l'acier est néanmoins pertinent dans le cas de trous surdimensionnés, voir formule d'interaction présentée au § 7.7, et dans les cas où l'effort tranchant est transmis à la fondation par une bêche, voir § 7.9. Cette vérification vise un ancrage isolé, pour lequel il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad [48]$$

Avec :

$V_{Ed}^h$  Effort tranchant appliqué à l'ancrage le plus sollicité

La résistance caractéristique en cisaillement d'une tige d'ancrage transmettant un effort tranchant au béton s'exprime comme suit :

$$F_{v,Rk} = \beta_{anc} \alpha_v f_{ub} A_s \quad [49]$$

Avec :

$\beta_{anc}$  Coefficient égal à 0,85

$\alpha_v$  Coefficient dépendant de la classe de boulonnerie :

$\alpha_v = 0,6$  pour les classes 4.6, 5.6 et 8.8,

$\alpha_v = 0,5$  pour les classes 4.8, 5.8 et 10.9.



**Cisaillement des tiges d'ancrage hors classe de boulonnerie** – Dans l'Eurocode 3 Partie 1-8, les valeurs du coefficient  $\alpha_v$  sont uniquement définies pour les classes de boulonnerie. Pour des tiges d'ancrage réalisées avec d'autres gammes d'acier, comme les aciers de construction, les valeurs ci-dessous peuvent être considérées comme sécuritaires :

$\alpha_v = 0,6$  pour les aciers respectant  $f_u \leq 500$  MPa et  $f_w/f_y \geq 1,25$

$\alpha_v = 0,5$  dans les autres cas

### 7.5.2 Rupture de la tige d'ancrage au contact du béton

Cf. *Recommandations de la CNC2M § 6(7)*

Cf. *NF EN 1993-1-8 § 6.2.2(7)*

Cette vérification couvre le transfert d'effort tranchant de la tige vers le béton par pression diamétrale. Elle vise un ancrage isolé, pour lequel il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{vb,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad [50]$$

Avec :

$V_{Ed}^h$  Effort tranchant appliqué à l'ancrage le plus sollicité

La résistance caractéristique en cisaillement d'une tige d'ancrage transmettant un effort tranchant au béton s'exprime comme suit :

$$F_{vb,Rk} = \alpha_{bc} f_{ub} A_s \quad [51]$$

Avec :

$\alpha_{bc}$  Coefficient dépendant de la limite d'élasticité de la tige d'ancrage,  $f_{yb}$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad [52]$$

Ce coefficient est défini de manière empirique uniquement pour des valeurs de  $f_{yb}$  comprises entre 235 MPa et 640 MPa. Par conséquent, la classe de boulonnerie 10.9 est exclue pour ce mode de fonctionnement.

Dans cette vérification, la résistance du béton en compression n'intervient pas directement, car c'est la déformation des tiges dans le béton qui est le facteur dimensionnant.

d [mm]	Nuance d'acier selon la NF EN 10025		Classe de boulonnerie selon la NF EN ISO 898-1			
	S235	S 355	4.6	5.6	8.8	10.9
16	16.7	19.3	19.7	18.5	22.0	-
20	26.1	30.1	30.7	28.9	34.3	-
24	37.6	43.4	44.3	41.6	49.4	-
27	48.8	56.4	57.6	54.1	64.3	-
30	59.7	69.0	70.3	66.1	78.5	-
33	73.9	85.3	87.0	81.7	97.2	-
36	86.9	100.5	102.4	96.2	114.4	-

Tableau 16 – Valeurs de résistance de calcul  $F_{vb,Rk} / Y_{M2}$  des tiges d'ancrage en cisaillement, en kN



**Couche de scellement** – Des essais en laboratoire (voir Gresnigt[14]) ont permis de mettre en évidence que l'épaisseur de la couche de mortier de scellement n'a qu'une faible influence sur la résistance au cisaillement de l'ancrage.

Pour la transmission des efforts de compression à travers un mortier de scellement, la Partie 1-8 de l'Eurocode 3 impose de mettre en œuvre un mortier dont les caractéristiques sont au moins équivalentes à celles du support béton, dès lors que l'épaisseur de la couche de scellement dépasse les 50 mm. En deçà de cette limite, il est exigé que la résistance caractéristique à la compression du mortier ne soit pas inférieure à 20 % de celle du support béton.

## 7.6 Éléments de conception et de dimensionnement des armatures

### 7.6.1 Massif béton

Il existe deux types de fondations sur lesquelles peuvent reposer des poteaux métalliques : les fondations superficielles telles que les semelles ou les puits, et les fondations profondes telles que les pieux.

Le mode de fondation retenu pour un projet dépend de l'intensité des descentes de charges, mais également de la qualité du sol. Ces informations ne sont pas toujours portées à la connaissance du concepteur de la charpente, qui ne peut donc pas présager de la forme finale que

prendront les fondations. Il doit considérer que la profondeur d'ancrage effective qu'il définit peut être une variable d'ajustement, et doit se renseigner en amont sur l'espace disponible à l'intérieur du massif. Si l'information n'est pas communiquée, le concepteur doit signaler aux autres intervenants du projet les hypothèses qu'il a retenues dans ses vérifications. Quelques dispositions de fondations, choisies parmi les plus couramment rencontrées en pratique, sont présentées en **Figure 48**.

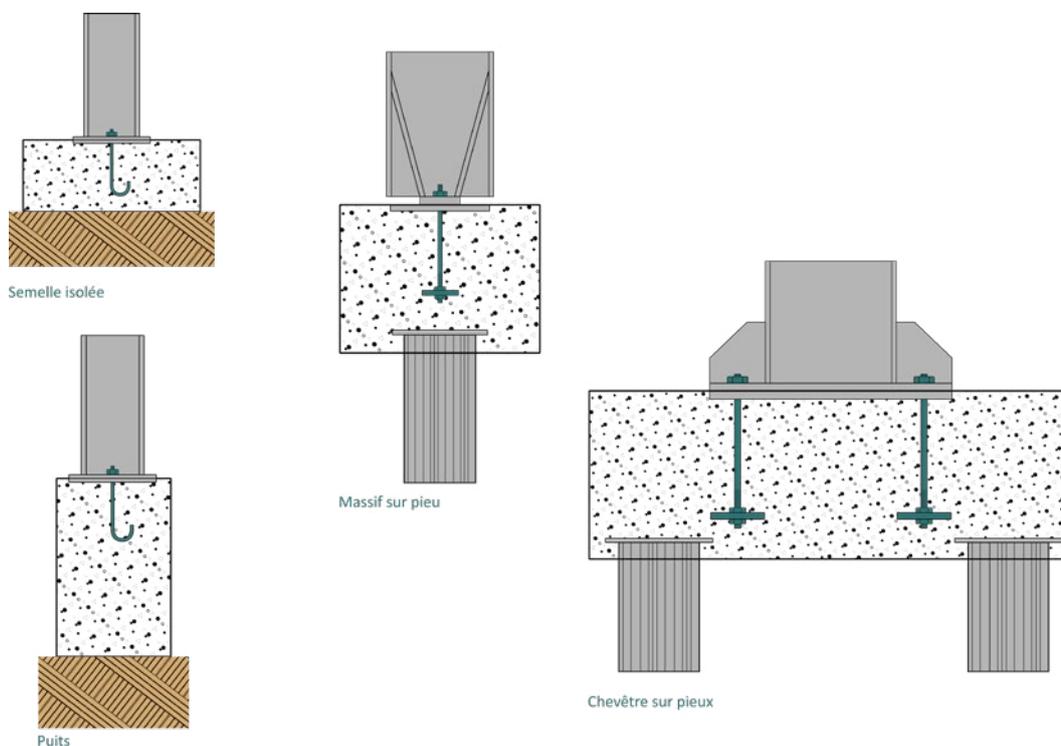


Figure 48 – Quelques exemples de fondations

### 7.6.2 Dispositions de ferrillage vis-à-vis de la traction

Dans la mesure où le massif béton doit reprendre des efforts de traction, des armatures sont nécessaires.

Des dispositions générales sont indiquées dans le présent guide pour permettre à l'utilisateur d'estimer les sections d'armature qui seront nécessaires vis-à-vis des modes de ruine impliquant la rupture du cône de béton et la rupture du bord du massif. Dans le cadre d'un projet d'exécution, la vérification du massif en béton armé selon la Partie 1-1 de l'Eurocode 2 est impérative, et reste, en principe, à la charge du lot gros œuvre.

Les sections d'armature à mettre en œuvre peuvent être obtenues par la méthode des bielles et des tirants. Cette méthode, décrite au § 6.5 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2, suppose de considérer une diffusion plane des efforts. Les nœuds qui réunissent les nappes d'armature et les bielles comprimées doivent être vérifiés selon le § 6.5.4(4)c de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2.

En première approche, il convient de prévoir :

- des armatures verticales en capacité de reprendre la totalité de l'effort de traction appliqué à l'ancrage ou au groupe d'ancrages ;
- des armatures horizontales, positionnées en surface, dont le rôle est d'empêcher un fendage de l'élément béton. Au plus défavorable, en fonction de la géométrie des éléments, il peut être considéré que ces armatures reprennent un effort de traction équivalent à celui appliqué aux ancrages.

En complément, des armatures supplémentaires peuvent être nécessaires, en fonction des efforts de traction secondaires provenant des zones de discontinuité dans les bielles comprimées.

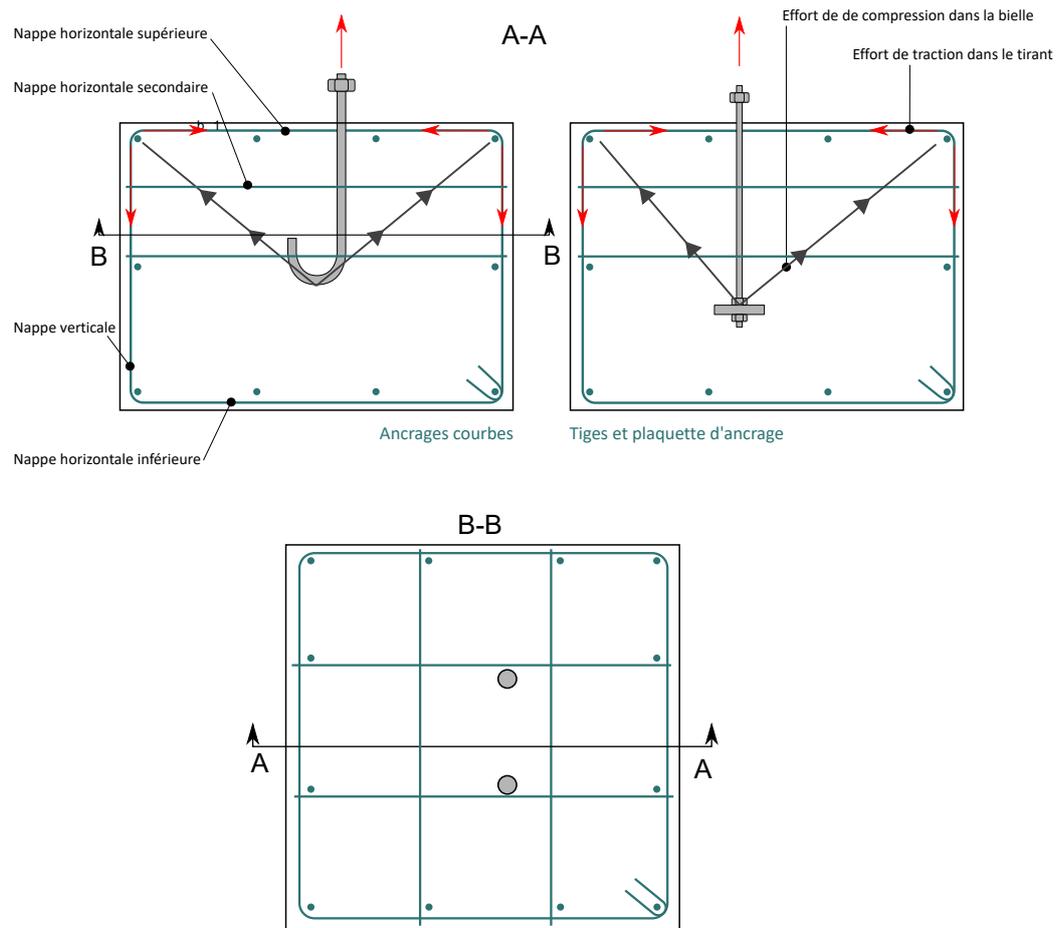


Figure 49 – Exemple de ferrailage d'un groupe de deux ancrages, positionnés dans un massif béton

### 7.6.3 Dispositions de ferrailage vis-à-vis du cisaillement

Un massif de fondation doit être armé pour assurer une bonne transmission des efforts tranchants, sur toute sa hauteur. Comme pour les efforts de traction, la méthode à utiliser pour dimensionner les armatures nécessaires à la reprise de l'effort tranchant dépend du type de fondation et de la nature du sol. La définition des armatures étant en principe de la responsabilité du gros œuvre, le choix et l'application de la méthode à utiliser ne sont pas du ressort du concepteur de la charpente.

Néanmoins, si on s'intéresse spécifiquement au mode de ruine impliquant la rupture du bord du béton, il est possible de formuler quelques recommandations en se référant à l'Eurocode 2 Partie 4.

Afin d'empêcher la ruine par rupture de bord, il convient de positionner des armatures horizontales et parallèles à l'effort tranchant et suffisamment résistantes pour reprendre la totalité de cet effort. Ces armatures ne doivent pas être éloignées de l'ancrage de plus de  $0,75 c_1$ .

De plus, ces armatures doivent être ancrées dans le fragment de béton cherchant à se détacher, d'une profondeur,  $l_1$ , au moins égale à  $4 \phi$  pour les barres courbes et  $10 \phi$  pour les barres droites, et dans le reste de l'élément d'une profondeur  $l_{bd}$ , calculée conformément au § 8.4 de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2. Il convient de s'assurer notamment que :

$$l_{bd} \geq \max \left( \begin{array}{l} 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right)$$

Le transfert de l'effort tranchant, de l'ancrage aux armatures horizontales longitudinales, est réalisé par un modèle de bielles et de tirants approprié.

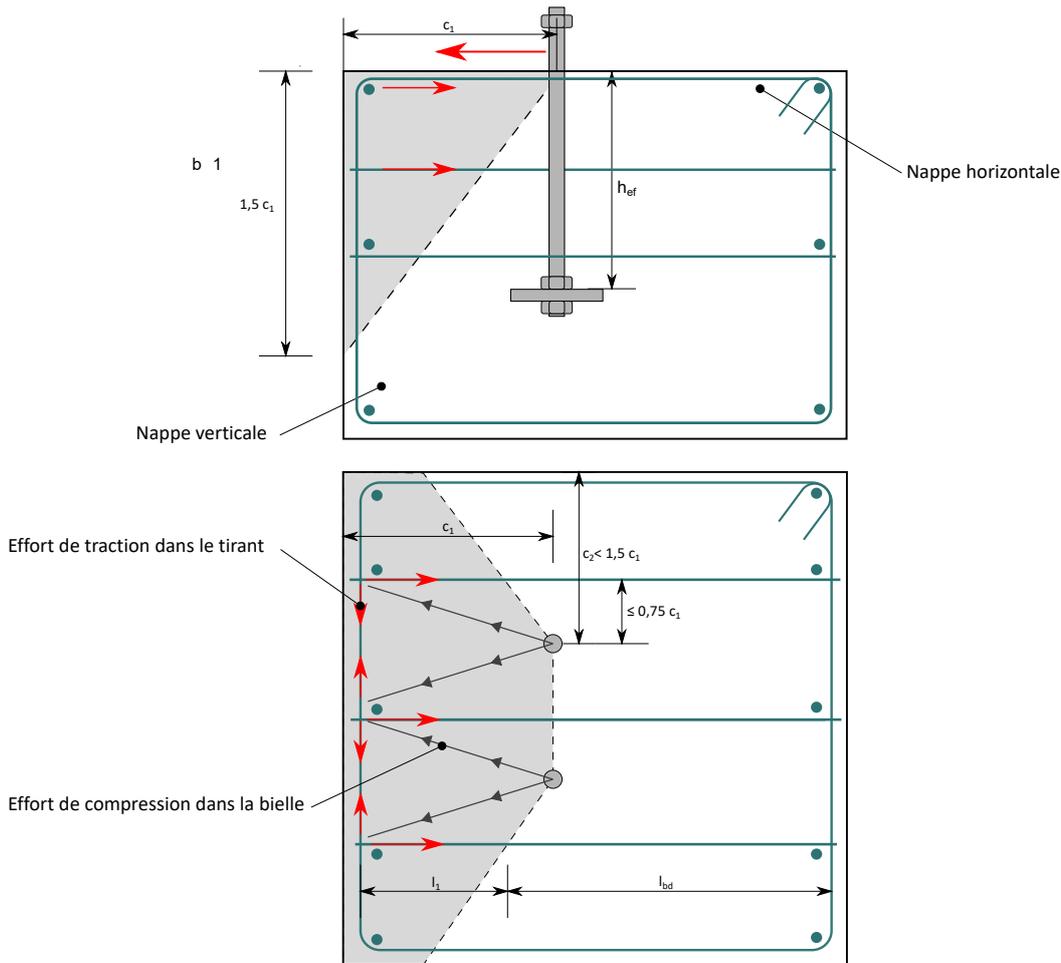


Figure 50 – Exemple de ferrailage pour empêcher la rupture du bord du béton

## 7.7 Interactions

Dans ce chapitre sont rappelées les formules proposées par les recommandations de la CNC2M pour tenir compte des interactions entre effort tranchant et effort de traction, dans une tige d'ancrage.

Il n'y a pas lieu de tenir compte d'une interaction entre les modes de ruine du béton et ceux de l'acier.

Lorsqu'une tige d'ancrage est à la fois tendue et cisailée, il convient de vérifier les inégalités suivantes :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{vb,Rk}/\gamma_{M2}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \text{ et } \frac{N_{Ed}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad (53)$$

Dans le cas de trous surdimensionnés, en plus de des inégalités précédentes il convient de vérifier également :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rk}/\gamma_{M2}} + \frac{N_{Ed}^h + N_{Ed,eq}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \text{ et } \frac{N_{Ed}^h + N_{Ed,eq}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad (54)$$

Avec :

$F_{v,Rk}$  Résistance caractéristique de la section au cisaillement, déterminée à partir de la formule présentée au Tableau 3.4 de la Partie 1-8 de l'Eurocode 2

$N_{Ed,eq}^h$  Effort de traction équivalent à la flexion dans la tige, obtenu à partir de la formule suivante, voir Couchaux [21] :

$$N_{Ed,eq}^h = V_{Ed}^h \frac{e}{d} \frac{5\pi}{6} \quad [55]$$

$e$  Excentrement tel que :

$$e = t_p + \frac{d}{2}, \quad \text{en présence d'une couche de scellement}$$

$$e = t_p, \quad \text{en l'absence d'une couche de scellement ou en présence d'une contre-platine}$$

Lorsque l'effort tranchant est repris par une bêche soudée à une contre-platine pré-scannée, la transmission du cisaillement entre la platine d'about du poteau et la contre-platine se fait généralement via les tiges d'ancrage. Il conviendra alors de vérifier l'inégalité suivante en présence de trous surdimensionnés dans la platine d'about, ou le critère suivant en présence de trous normaux :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rk}/\gamma_{M2}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{N_{Ed}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0 \quad [56]$$

## 7.8 Exemple 1 – Pied de poteau articulé

### 7.8.1 Hypothèses

#### Géométrie

Dans cet exemple, il est proposé de vérifier les ancrages situés au niveau d'un pied de poteau, en considérant que ce dernier est articulé. Les ancrages utilisés sont des tiges à simple courbure, réalisées à partir de ronds filetés à l'une de leurs extrémités, de nuance S355. Les ancrages sont positionnés au centre d'un massif en béton armé. Des trous surdimensionnés ont été réalisés dans la platine d'extrémité du poteau afin de faciliter le réglage et l'installation de celui-ci. Par application de la NF EN 1090-2, ces trous ont été recouverts d'une plaquette additionnelle de même épaisseur que la platine d'extrémité et soudée à cette dernière.

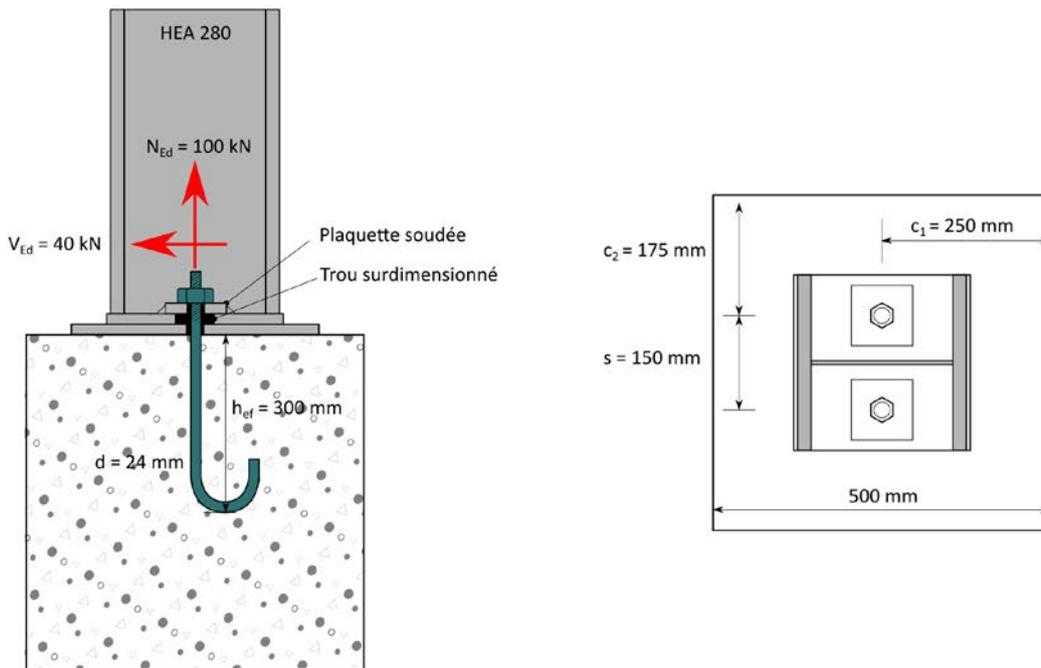


Figure 51 – Assemblage étudié

Les valeurs des paramètres de calcul sont données dans le tableau suivant :

Données	Notations	Valeurs
Profondeur d'ancrage effective	$h_{ef}$	300 mm
Diamètre de la tige	$d$	24 mm
Épaisseur de la platine d'extrémité	$t_p$	15 mm
Aire de la section filetée	$A_s$	353 mm <sup>2</sup>
Rayon de courbure de la tige	$r$	72 mm
Longueur après courbure	$l_2$	48 mm
Entraxe	$s$	150 mm
Distance au bord parallèlement à l'effort tranchant	$c_1$	250 mm
Distance au bord perpendiculairement à l'effort tranchant	$c_2$	175 mm
Nombre de tiges	$n_b$	2

### Matériaux

Les ancrages sont fabriqués dans un acier de nuance S355.

Le béton qui constitue le massif est de classe C25/30.

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les matériaux sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Limite d'élasticité de la tige d'ancrage	$f_{yb}$	355 MPa
Résistance ultime de la tige à la traction	$f_{ub}$	470 MPa
Résistance caractéristique du béton à la compression	$f_{ck}$	25 MPa

### Coefficients partiels

Les coefficients partiels à prendre en compte sont donnés dans le tableau suivant :

États limites	Coefficients partiels	
Résistance des sections transversales en traction	$\gamma_{M2}$	1,25
Résistance du béton	$\gamma_c$	1,5

### Sollicitations

L'assemblage est soumis à un effort de traction et à un effort tranchant.

L'effort de traction appliqué à la totalité des ancrages vaut :

$$N_{Ed} = 100 \text{ kN}$$

L'effort appliqué sur chaque ancrage vaut donc :

$$N_{Ed}^h = \frac{N_{Ed}}{n_b} = 50 \text{ kN}$$

L'effort tranchant vaut :

$$V_{Ed} = 40 \text{ kN}$$

L'effort appliqué sur chaque ancrage vaut donc :

$$V_{Ed}^h = \frac{V_{Ed}}{n_b} = 20 \text{ kN}$$

### 7.8.2 Résistances en traction

#### Rupture de l'acier en traction (voir § 7.4.1)

La résistance caractéristique d'une tige d'ancrage en traction est obtenue par la relation suivante :

$$F_{t,Rk} = \beta_{anc} 0,9 f_{ub} A_s = 126,9 \text{ kN}$$

#### Rupture par défaut d'adhérence (voir § 7.4.2)

L'entraxe critique, en deçà duquel les effets de groupe réduisent la résistance caractéristique de l'assemblage, est donné par la relation suivante :

$$s_{cr,Np} = 9 d = 216 \text{ mm}$$

La distance au bord critique associée est donnée par la relation suivante :

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = 108 \text{ mm}$$

La contrainte d'adhérence caractéristique qui s'applique le long de la tige d'ancrage est donnée par la relation suivante :

$$\tau_{Rk} = \eta_1 \eta_2 f_{ctk,0,05} = \eta_1 \eta_2 0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 1,8 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta_1 = \eta_2 = 1$

La résistance caractéristique d'un ancrage isolé et éloigné de tout bord est donnée par la relation suivante :

$$F_{t,p,Rk} = \pi d (h_{ef} + 21 d) \tau_{Rk} = 108,8 \text{ kN}$$

Pour tenir compte des effets de groupe, le rapport d'aire entre la surface projetée réelle et la surface projetée de référence doit être évalué.

L'aire de la surface projetée de référence a pour expression :

$$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np}^2 = 4,67 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

La surface projetée réelle est représentée en **Figure 52**.

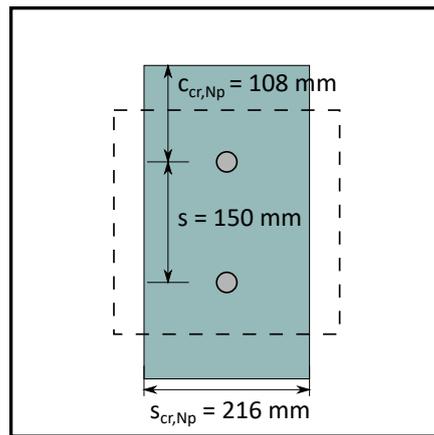


Figure 52 – Surface projetée réelle

L'aire de cette surface est alors obtenue avec la relation suivante :

$$A_{p,N} = s_{cr,Np} (c_{cr,Np} + s + c_{cr,Np}) = 79,1 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Le rapport entre ces deux aires vaut alors :

$$\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 1,69$$

Le coefficient qui permet de tenir compte d'une amélioration de la résistance lorsque les tiges sont groupées peut être obtenu par la méthode simplifiée présentée au § 7.4.2.3 :

$$\psi_g = \psi_{g,0} - \left( \frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} (\psi_{g,0} - 1) = 1,07$$

Avec :  $\psi_{g,0} \approx \sqrt{n_b} = 1,41$

La résistance caractéristique du groupe d'ancrages a pour expression :

$$N_{t,p,Rk} = F_{t,p,Rk} \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \psi_g = 197 \text{ kN}$$

Avec la méthode détaillée il vient  $\psi_{g,0} = 1,38$  et  $\psi_g = 1,12$  et donc  $F_{t,c,Rk} = 206 \text{ kN}$ , soit moins de 1 % d'écart.

### 7.8.3 Résistances au cisaillement

#### Rupture de l'acier de la tige d'ancrage (voir § 7.5.1)

Au niveau du trou surdimensionné, la résistance caractéristique de l'ancrage au cisaillement est obtenue avec la formule suivante :

$$F_{v,Rk} = \beta_{anc} \alpha_v f_{ub} A_s = 84,6 \text{ kN}$$

Avec  $\alpha_v = 0,6$  pour un ancrage en S355

#### Rupture de la tige d'ancrage au contact du béton (voir § 7.5.2)

Au niveau de la zone de contact avec le massif béton, la résistance caractéristique d'un ancrage au cisaillement est obtenue avec la relation suivante :

$$F_{vb,Rk} = \alpha_{bc} f_{ub} A_s = 55,3 \text{ kN}$$

Avec :

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 333,5 \times 10^{-3}$$

#### 7.8.4 Vérification de l'assemblage

Vis-à-vis des effets de la traction, les taux de travail suivants sont obtenus :

##### Rupture de l'acier en traction :

Il y a lieu de tenir compte de la présence de trous surdimensionnés :

$$\frac{N_{Ed}^h + N_{Ed,eq}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,82 \leq 1,0$$

Avec

$$N_{Ed,eq}^h = V_{Ed}^h \frac{e}{d} \frac{5\pi}{6} = 32,7 \text{ kN}$$

Avec

$e = t_p$  en l'absence d'une couche de scellement

##### Rupture par défaut d'adhérence :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{t,p,Rk}/\gamma_c} = 0,76 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage en traction est vérifiée. Le mode de ruine dimensionnant est celui qui implique le défaut d'adhérence.

Vis-à-vis des effets de l'effort tranchant, le taux de travail suivant est obtenu :

##### Rupture de l'acier en cisaillement :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{vb,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,45 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage au cisaillement est vérifiée.

##### Interaction (voir § 7.7) :

Le critère d'interaction est à présent calculé. La première relation qui doit être vérifiée est la suivante :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{vb,Rk}/\gamma_{M2}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0$$

Dans le cas étudié :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{vb,Rk}/\gamma_{M2}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,80 \leq 1,0$$

Le critère est vérifié.

La seconde relation à vérifier permet de prendre en compte la présence de trous surdimensionnés.

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Ed}^h + N_{Ed,eq}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0$$

Pour cette vérification, il convient d'utiliser

Soit :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Ed}^h + N_{Ed,eq}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,88 \leq 1$$

Le critère est vérifié, l'assemblage est donc justifié.

## 7.9 Exemple 2 – Pied de poteau encastré

### 7.9.1 Hypothèses

#### Géométrie

Dans cet exemple, il est proposé de vérifier les ancrages situés en pied de poteau, en considérant que ce dernier est, cette fois-ci, encastré. Les ancrages sont des tiges filetées droites de classe 8.8 et munies d'une plaquette. Une bêche soudée à la contre-platine assure la transmission de l'effort tranchant du poteau au massif béton.

Les efforts découlent d'une analyse de l'assemblage, non détaillée ici, suivant les principes décrits dans la Partie 1-8 de l'Eurocode 3.

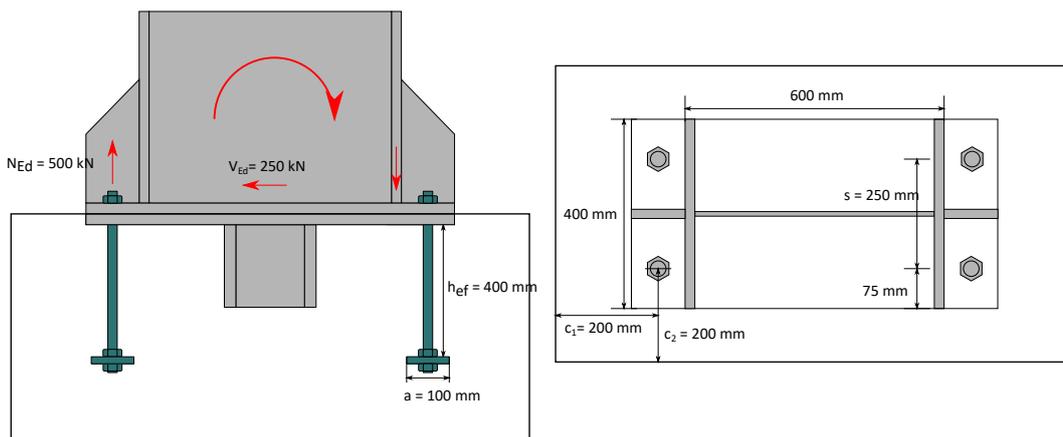


Figure 53 – Assemblage étudié

Les valeurs des paramètres de calcul sont données dans le tableau suivant :

Données	Notations	Valeurs
Profondeur d'ancrage effective	$h_{ef}$	400 mm
Largeur de la plaquette carrée	$a$	100 mm
Diamètre de la tige	$d$	30 mm
Aire de la section filetée	$A_s$	561 mm <sup>2</sup>
Entraxe	$s$	250 mm
Distance au bord parallèlement à l'effort tranchant	$c_1$	200 mm
Distance au bord perpendiculairement à l'effort tranchant	$c_2$	200 mm
Nombre total de tiges	$n_b$	4
Nombre de tiges actives en traction	$n_{bt}$	2

#### Matériaux

Les ancrages sont fabriqués dans un acier de classe 8.8.

Le béton qui constitue le massif est de classe C30/37.

Les valeurs des paramètres de calcul concernant les matériaux sont données ci-après :

Données	Notations	Valeurs
Limite d'élasticité de la tige d'ancrage	$f_{yb}$	640 MPa
Résistance ultime de la tige à la traction	$f_{ub}$	800 MPa
Limite d'élasticité de la plaquette	$f_{yp}$	355 MPa
Résistance caractéristique du béton à la compression	$f_{ck}$	30 MPa

### Coefficients partiels

Les coefficients partiels sont déterminés à partir des formules présentées au § 6.1.

États limites	Coefficients partiels
Rupture des sections transversales en traction	$\gamma_{M2}$ 1,25
Rupture du béton	$\gamma_c$ 1,5

### Sollicitations

L'assemblage est soumis à un moment fléchissant qui induit un effort de traction dans la moitié des tiges d'ancrage et un effort tranchant.

L'effort de traction dans le groupe d'ancrages tendus vaut :

$$N_{Ed} = N_{Ed}^g = 500 \text{ kN}$$

L'effort de traction appliqué sur chaque ancrage vaut donc :

$$N_{Ed}^h = \frac{N_{Ed}^g}{n_{bt}} = 250 \text{ kN}$$

L'effort tranchant vaut :

$$V_{Ed} = V_{Ed}^g = 250 \text{ kN}$$

L'effort tranchant appliqué sur chaque ancrage vaut donc :

$$V_{Ed}^h = \frac{V_{Ed}^g}{n_b} = 62,5 \text{ kN}$$

### 7.9.2 Résistance en traction

#### Rupture de l'acier en traction (voir § 7.4.1)

La résistance caractéristique d'une tige d'ancrage est obtenue par la relation suivante :

$$F_{t,Rk} = \beta_{anc} 0,9 f_{ub} A_s = 343,3 \text{ kN}$$

#### Rupture par écrasement local (voir § 7.4.2)

La résistance caractéristique d'un ancrage isolé, en tenant compte du confinement local du béton mais pas des effets de bord, est obtenue avec la formule suivante :

$$F_{t,c,Rk} = 3 f_{ck} \frac{\pi}{4} (a^2 - d^2) = 643 \text{ kN}$$

Pour tenir compte à la fois des effets de bord et de groupe, le coefficient de réduction est évalué comme suit :

$$\alpha_n = \min\left(\frac{s}{3a}; \frac{2c}{3a}; \frac{1}{3} + \frac{h_{ef}}{3a}; 1\right) = 0,83$$

La surface projetée à partir de laquelle est calculé l'effort résistant caractéristique, en considérant une contrainte uniforme, est représentée à la Figure 54.

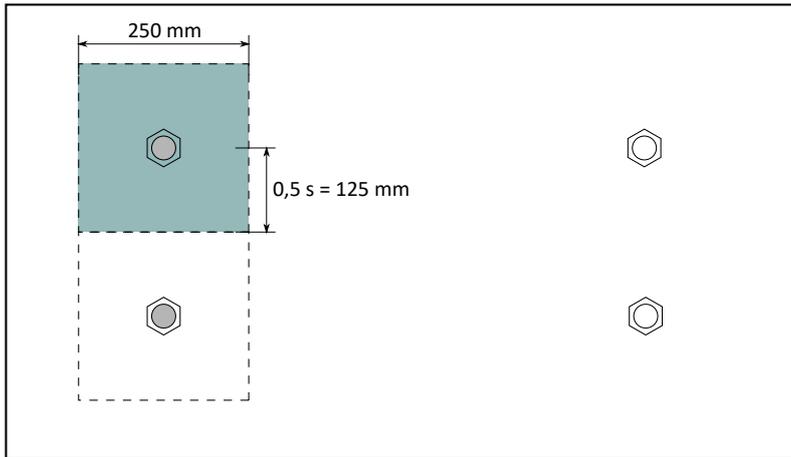


Figure 54 – Surface projetée réelle

Soit au final une résistance du groupe d'ancrages à la pression localisée :

$$N_{t,c,Rk} = F_{t,c,Rk} n_{bt} \alpha_n = 1072 \text{ kN}$$

### 7.9.3 Résistance au cisaillement

#### Rupture de l'acier de la tige d'ancrage (voir § 7.5.1)

Dans le cas étudié, les efforts tranchants sont transmis au béton armé par l'intermédiaire d'une bêche. Il convient de s'assurer que les ancrages sont également suffisamment résistants pour transmettre cet effort de la platine à la contre-platine.

La résistance de calcul d'un ancrage au cisaillement a pour expression :

$$F_{v,Rk} = \beta_{anc} \alpha_v f_{ub} A_s = 228,9 \text{ kN}$$

Concernant la platine, il conviendrait également de vérifier d'autres modes de ruine tels que la pression diamétrale.

### 7.9.4 Vérification de l'assemblage

Vis-à-vis des effets de la traction, les taux de travail suivants sont obtenus :

#### Rupture de l'acier en traction :

$$\frac{N_{Ed}^h}{F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,91 \leq 1,0$$

#### Rupture par écrasement local du béton :

$$\frac{N_{Ed}^g}{N_{t,c,Rk}/\gamma_c} = 0,7 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage en traction est vérifiée. Le mode de ruine dimensionnant est celui qui implique la rupture de la section d'acier.

Vis-à-vis des effets de l'effort tranchant, le taux de travail suivant est obtenu :

#### Rupture de l'acier au cisaillement :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,34 \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage au cisaillement est vérifiée.

#### Interactions (voir § 7.7)

Le critère d'interaction est à présent évalué. La relation qui doit être vérifiée est la suivante :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} \leq 1,0$$

Dans le cas étudié :

$$\frac{V_{Ed}^h}{F_{v,Rd}} + \frac{N_{Ed}^h}{1,4 F_{t,Rk}/\gamma_{M2}} = 0,99$$

Le critère est vérifié. L'assemblage est justifié.

### 7.9.5 Choix d'une plaquette d'ancrage

Voir § 7.4.3.2

Il convient de choisir une plaquette d'ancrage dont le rapport entre l'épaisseur et la largeur respecte la relation suivante :

$$t \geq a \sqrt{\frac{3 \alpha_n f_{ck}}{f_y} k_{mr}}$$

Avec :

$$k_{mr} = 0,482 \ln \frac{a}{d_i} - 0,166 = 0,219$$

Le diamètre intérieur  $d_i = 1,5 d = 45$  mm pour une plaquette entre deux écrous.

Soit une épaisseur qui doit vérifier :

$$t \geq a \sqrt{\frac{3 \alpha_n f_{ck}}{f_y} k_{mr}} = 21,5 \text{ mm}$$

Il est proposé de fixer cette valeur à 25 mm.



# Références

- [1] **FIB.** Design of anchorages in concrete. Guide to good practice, International Federation for Structural Concrete, Bulletin N° 58, 2011, pp. 280.
- [2] **ENV 1992-1-1.** Eurocode 2 – Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, 1992.
- [3] **NF EN ISO 898-1.** Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié – Partie 1: vis, goujons et tiges filetées de classes de qualité spécifiées – Filetages à pas gros et filetages à pas fin. AFNOR, 2013.
- [4] **NF EN ISO 13918.** Soudage – Goujons et bagues céramiques pour le soudage à l'arc des goujons. AFNOR, 2018.
- [5] **NF EN 10025-2.** Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 2: conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés. AFNOR, 2019.
- [6] **NF EN 15048-2.** Boulonnerie de construction métallique à haute résistance apte à la précontrainte – Partie 2: aptitude à l'emploi pour la mise en précontrainte. AFNOR; 2015.
- [7] **NF EN 14399-2.** Boulonnerie de construction métallique non précontrainte – Partie 2: aptitude à l'emploi. AFNOR, 2016.
- [8] **NF EN 1992-1-1.** Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, 2005.
- [9] **NF EN 1992-4.** Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 4: Conception et calcul des éléments de fixation pour béton. AFNOR, 2018.
- [10] **NF EN 1993-1-8.** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8: Calcul des assemblages. AFNOR, 2005.
- [11] **NF EN 1998-1.** Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1: règles générales, action sismiques et règles pour les bâtiments. AFNOR, 2005.
- [12] **FD P06-029** Fascicule de documentation. Règles de construction parasismiques – Dimensionnements des ancrages en zone sismique. AFNOR, 2017.
- [13] **FD CEN/TR 17081** – Conception – calcul des fixations pour utilisation dans le béton – Conception plastique des fixations à boulons à tête et à chevilles de fixation. AFNOR, 2019.
- [14] **BNCM – CNC2M.** Recommandations pour le dimensionnement des assemblages selon la Partie 1-8 de l'Eurocode 3. 2015.
- [15] **BNCM – CNC2M.** Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier mixtes non ou faiblement dissipatives. 2013.
- [16] **Lescouarc'h Y.** Les Pieds de poteaux articulés en acier. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, 1982, pp. 163.
- [17] **Lescouarc'h Y.** Les Pieds de poteaux encastrés en acier. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, 1988, pp. 220.
- [18] **Wald F. et Al.** Design of steel-to concrete joints. Design manual, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium, 2014.
- [19] **Ryan I.** Assemblages des pieds de poteaux en acier, 1<sup>re</sup> édition, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 2009, pp. 240. (Guide Eurocode).

- [20] **Gresnigt, N et Al.** Column bases in shear and normal force. HERON, Vol 53, 1/2, 2008.
- [21] **Couchaux M.** Pieds de poteaux articulés par platine d'assise avec platine de présellement et bêche. Revue de Construction Métallique, 4, 2014.
- [22] **Sharma et Al.** Anchorages with supplementary reinforcement under tension, shear and interaction loads – experimental database, 2019.
- [23] **Bokor et Al.** Experimental investigations on the concrete edge failure of shear loaded anchor groups of rectangular and non-rectangular configurations, Engineering Structures 222, 2020.
- [24] **Palacios R. et Al.** Étude comparative de la résistance de tiges d'ancrage sollicitées en traction. Revue de Construction Métallique, 4, 2023.
- [25] **Règles BAEL 91 révisées 99.** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. AFNOR, 2000
- [26] **NF DTU P 22-701 – Règles CM 66 et additif 80: Règles de calcul des constructions en acier.** AFNOR, 1966.
- [27] **Rapport technique EOTA TR 020,** Évaluation des ancrages dans le béton concernant la résistance au feu, 2004.



# Fixation et ancrage des ossatures métalliques dans le béton Conception et dimensionnement

Dans les bâtiments à ossature métallique, la fixation d'éléments de charpente sur des structures en béton est une pratique répandue. La conception de ces zones d'interface, que ce soit pour l'ancrage de pied de poteau ou la fixation d'une platine sur un voile béton, peut s'avérer complexe. Cet ouvrage est un guide qui présente des solutions techniques disponibles sur le marché pour la réalisation de fixation et d'ancrage. Il se concentre particulièrement sur les fixations par goujons à tête et sur les ancrages en pied de poteau, dont le dimensionnement incombe au bureau d'étude, à la différence des autres systèmes de fixation pour lesquels le fabricant garantit la résistance.

Ce guide expose le référentiel normatif qui doit être appliqué. Les règles issues des normes EN 1992-1-1, EN 1992-4 et EN 1993-1-8, ainsi que les recommandations de la CNC2M (Commission de normalisation de la construction métallique et mixte), y sont abordées, accompagnées de commentaires visant à préciser, voire à élargir leur champ d'application. Des références sont également faites à d'autres textes, notamment au bulletin n°58 de la FIB (Fédération internationale du béton).

Des cas pratiques sont proposés afin de mettre en application les méthodes de calcul et d'en assurer une meilleure compréhension. Ce guide, élaboré avec une approche didactique, s'adresse aussi bien aux bureaux d'études qu'aux constructeurs, dans le but de faciliter leur compréhension des problématiques liées aux fixations et aux ancrages.