

# V

## Interface béton armé - charpente métallique ou équipement

### V. 1 — Généralités

Il s'agit d'assurer la transmission des efforts entre une structure métallique ou un équipement et le support en béton armé, par exemple : poteaux métalliques sur semelles, platine pour la fixation des divers matériels ancrés dans les éléments verticaux et horizontaux en béton armé.

Au contact entre les éléments en acier et en béton, se développent des contraintes très importantes pouvant dépasser les résistances caractéristiques du béton (*cf.* § I. 5.1 tableaux 10 et 11) ; ce dépassement est fonction de la conception de détails de l'élément métallique et des dimensions de l'élément en béton armé. Diverses publications (Yvon Lescouarc'h<sup>1</sup>, Guide STRM-CEBTP<sup>2</sup>) ont traité les dispositions d'accrochage des extrémités des éléments en charpente métallique sur semelles ou sur des murs. Ce chapitre présente le transfert des efforts dans les éléments en béton armé et les dispositions des armatures correspondantes.

Les combinaisons d'actions à considérer sont explicitées par le BAEL 91 et par le paragraphe I. 4. Bien entendu, on considère que, lors de leur conception, les systèmes d'ancrage et de fixation doivent résister, non seulement aux effets liés aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (pression, température...), mais également aux forces d'inertie engendrées par les accélérations d'origine sismique dans les trois directions.

Lorsque les fondations, et par extension tous les éléments en béton armé, supportent une structure répondant aux critères de l'article B. 2 du BAEL 91 (constructions courantes), mais ces structures étant réalisées en d'autres matériaux structuraux (charpente métallique, par exemple), il est admis de vérifier les fondations sous les effets des combinaisons d'actions propres aux matériaux de la structure. Le calcul des semelles sera donc effectué sous les sollicitations les plus défavorables obtenues à partir des combinaisons d'actions des Règles CM. ►BAEL 91/ B.9.21►

1. Yvon Lescouarc'h, *Les pieds de poteaux articulés en acier*, CTICM, 1982.
2. Yvon Lescouarc'h, *Les pieds de poteaux encastres en acier*, CTICM, 1988.
2. *Guide pratique des fondations de remonteuses mécaniques*, STRM - Ministère des Transports et CEBTP.

Les combinaisons sont classées par les règles BAEL en :

- combinaisons fondamentales, correspondants à des situations durables et/ou transitoires (cf. I. 4.1.1),
  - combinaisons accidentelles, correspondants à des situations accidentelles (cf. I. 4.1.2),
- qui correspondent respectivement aux :
- situations normales et incidentelles,
  - situations accidentelles.

En ce qui concerne l'équipement, il s'agit de prendre en compte dans le dimensionnement de leurs ancrages les charges statiques, dynamiques et sismiques.

En particulier la bonne tenue des équipements, lors d'un séisme, dépend fortement de celle de leurs fixations. Il est donc important d'insister sur la bonne conception de celles-ci, qui doit prendre en considération les efforts supplémentaires transmis aux ancrages ainsi que la nature cyclique des efforts sismiques nécessitant des précautions particulières à la mise en œuvre des fixations. Une marge de sécurité peut être obtenue en majorant de 50 % l'action sismique retenue pour le calcul de la structure.

Il faut retenir, comme règle générale, que la fiabilité d'un ancrage (c'est-à-dire la résistance nominale) n'est obtenue que si celui-ci mobilise un volume suffisant de béton dans lequel il est fixé. Il faut donc respecter les conditions d'espacement et de distance aux bords pour l'implantation des ancrages. Il faut aussi que le massif d'ancrage soit suffisamment armé pour reprendre la totalité des efforts.

Il est, par conséquent, interdit d'installer des dispositifs d'ancrage dans les formes, chapes et éléments similaires.

L'attention doit être attirée sur la nécessité d'un contrôle périodique et d'une maintenance convenable des extrémités des éléments ancrés. Sont particulièrement à surveiller les apparitions et développements de corrosion, de fissures et le desserrement des boulons de fixation.

## V. 2 — Pressions localisées ▶▶BAEL 91/A.8.4▶▶

Il s'agit des pressions localisées s'exerçant sur une partie de la surface des pièces comprimées de courte longueur. Les justifications de telles pièces, comportent :

- tout d'abord, la définition de la géométrie de l'élément. Celui-ci permet la diffusion de l'effort de compression telle qu'en dehors

- de la zone de diffusion, la résistance de l'élément puisse être satisfaite par les règles habituelles,
- la vérification à l'état limite ultime. Elle permet de s'assurer que des pièces massives soumises à des efforts de compression élevés sur une surface réduite présentent un degré de sécurité satisfaisant vis-à-vis de différents modes de ruptures possibles,
- la limitation de la contrainte de compression locale, pour éviter l'apparition de dégradations locales,
- le dimensionnement d'armatures à disposer dans l'environnement immédiat de la zone à contraintes élevées.

### V. 2.1 — Diffusion des contraintes et principes des dispositions d'armatures

L'allure de la répartition des contraintes principales de compression et de traction dépend de la position de la charge extérieure de compression et de la présence éventuelle d'une force de traction due à un moment d'encastrement.

Les contraintes de compression sont élevées à proximité de la plaque d'appui, puis décroissent avec l'éloignement.

Les ruptures du béton ont lieu :

- par éclatement en cas d'insuffisance d'armatures ou encore à cause de leur mauvaise distribution (Fig. 221),
- par glissement, sous l'action des charges situées près d'un bord libre ; il convient alors de ne pas charger un massif trop près de ses parements, le béton d'encrobage étant particulièrement vulnérable (risques d'épaufrures). De plus, les armatures doivent pouvoir être ancrées au-delà de la zone chargée (Fig. 222),
- par fendage dû à une charge linéique, soit par dépassement des contraintes limites, soit à cause d'une position trop proche du bord libre (Fig. 223),
- par écrasement local dû au dépassement des contraintes limites (Fig. 224),
- par éclatement, glissement et écrasement sous les actions d'un effort normal et d'un moment d'encastrement, dues à la fois à l'insuffisance de l'ancrage de la composante de traction, des armatures de confinement et au dépassement des contraintes limites (Fig. 225). Ces détails sont développés au paragraphe V. 3.1.

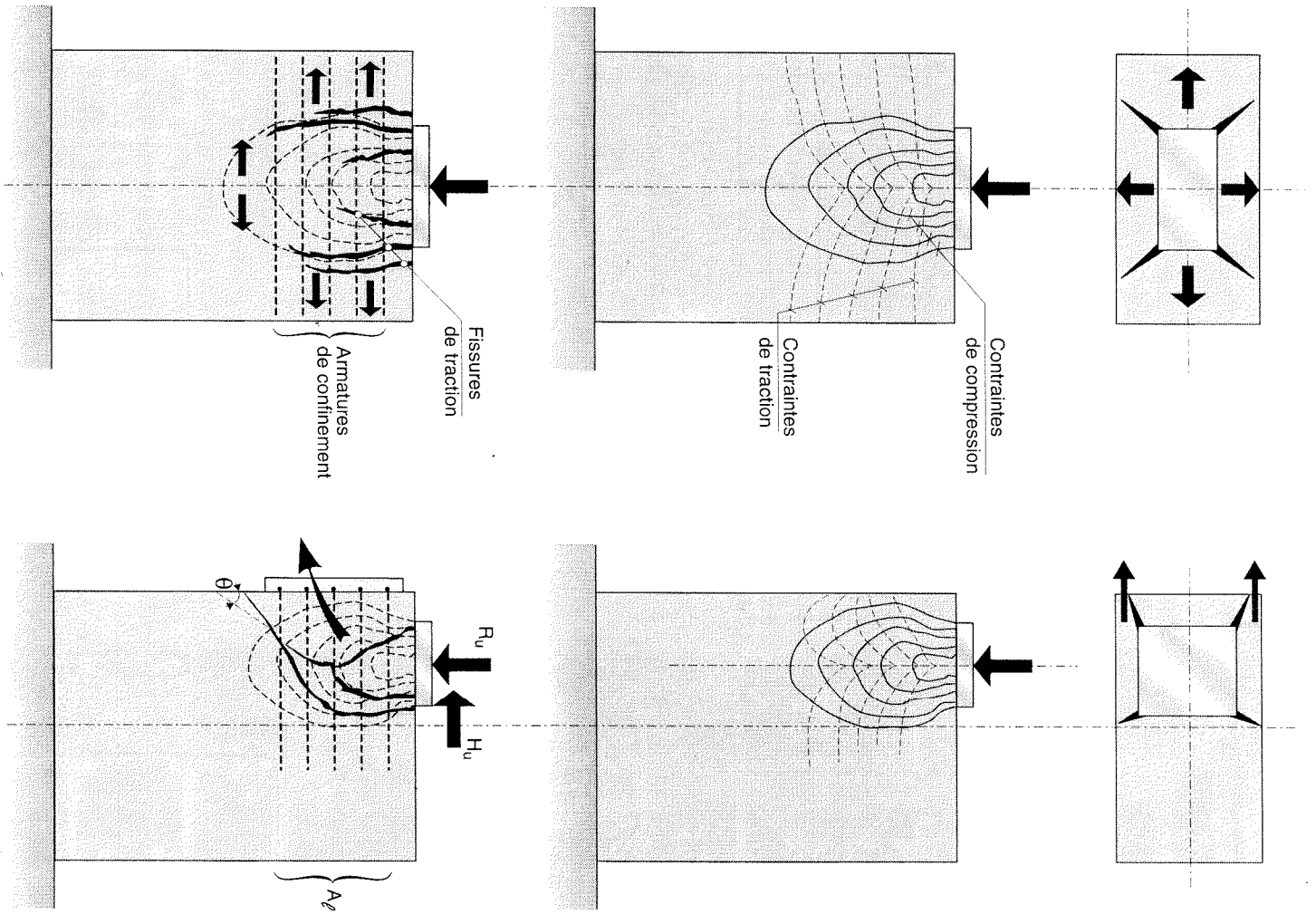


Figure 221 : État de contraintes et ruptures possibles par éclatement.

Figure 222 : État de contraintes et ruptures possibles par glissement.

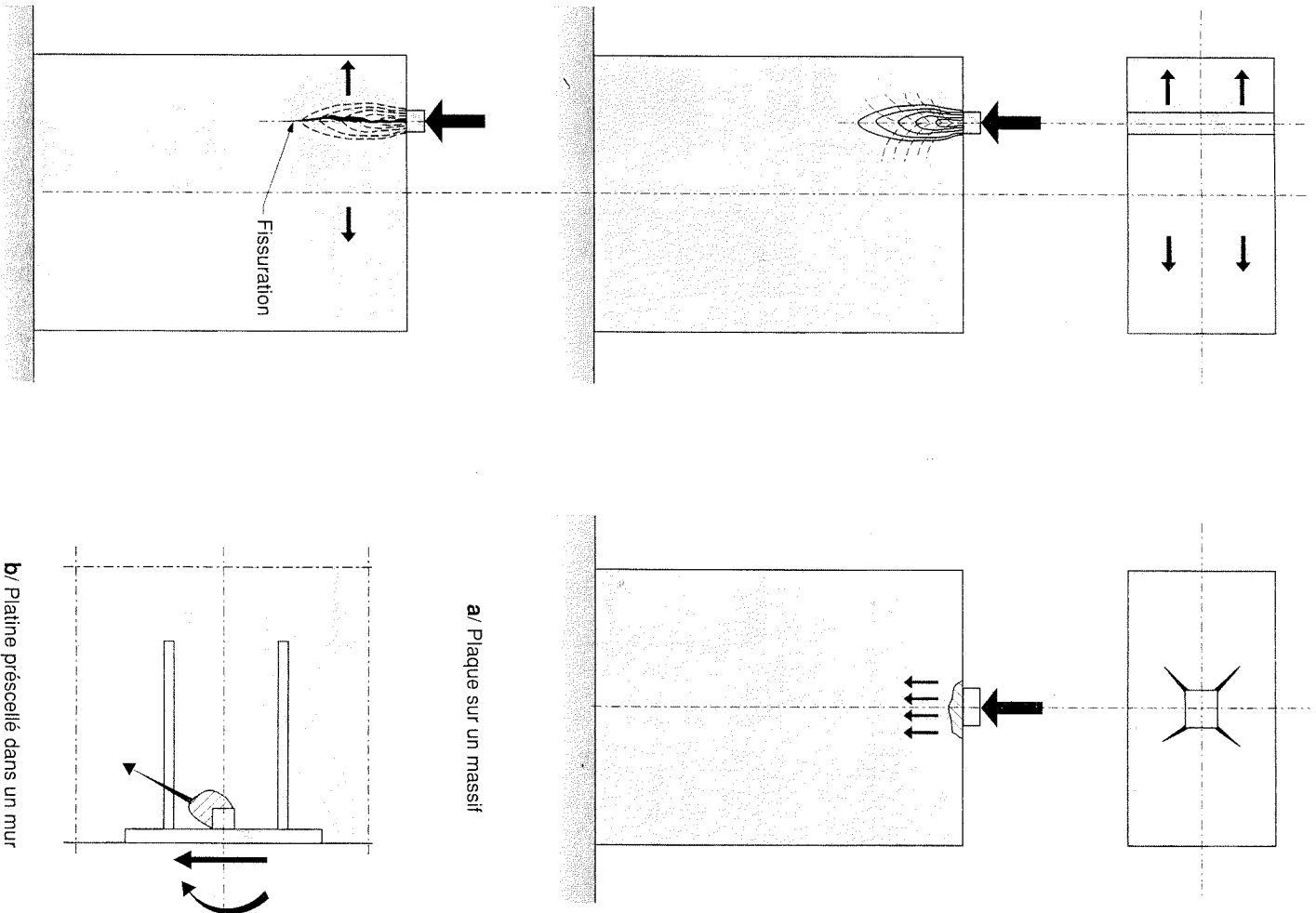


Figure 223 : État de contraintes et ruptures possibles par fendage.

Figure 224 : État de contraintes et ruptures possibles par écrasement local.

b/ Platine préscellée dans un mur

a/ Plaque sur un massif

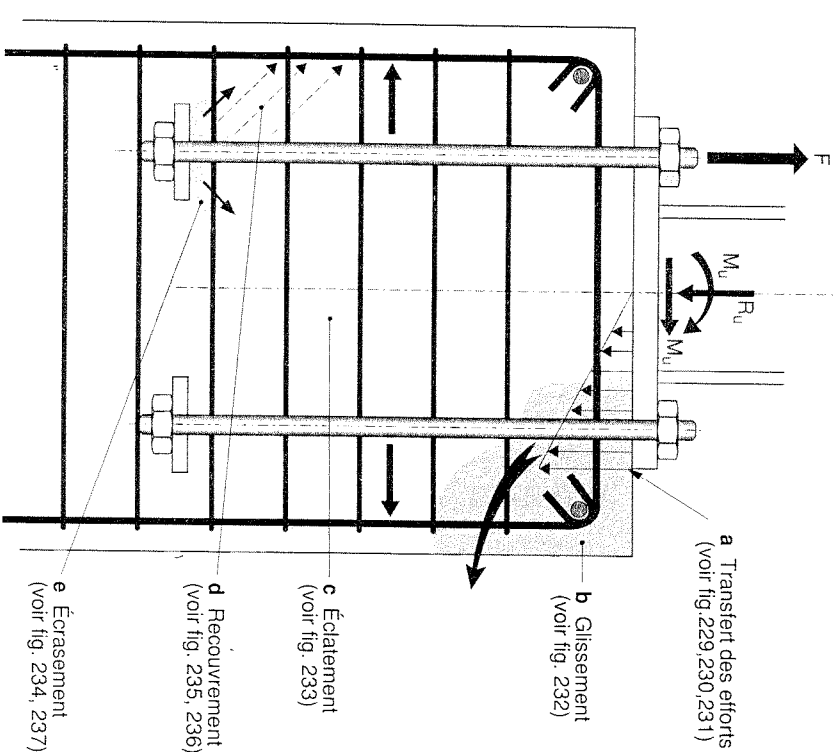
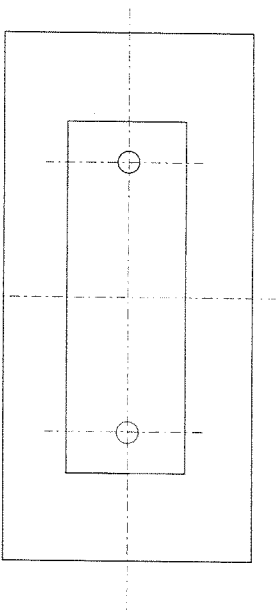


Figure 225 : Ruptures possibles à la fois par éclatement, glissement et écrasement.

Le rôle des armatures dans un élément en béton armé, support d'une pièce métallique, est triple :

- fretage pour permettre une augmentation des contraintes admissibles localement,

- recouvrement avec les tiges de scellement pour l'entraînement des efforts assez loin de la surface de contact,
- confinement par des armatures de coutures, disposées suivant les trois directions, afin de mobiliser l'ensemble du volume de l'élément béton armé concerné.

Il y a lieu de noter que, sauf indications particulières, les pièces métalliques et leurs ancrages sont en acier doux, E 24.2.

## V. 2.2 — Contraintes limites de compression ➡[BAEL 91/A.8.4.12]◀

Lorsqu'un massif d'aire B (Fig. 226) sans évidements, et dont l'épaisseur h vérifie la condition :

$$h \geq \frac{2B_0}{2(a+b)} = \frac{a_0b_0}{a_0+b_0} \quad (V.2.1)$$

est soumis à une pression sur une partie de sa surface d'aire  $B_0$ , la contrainte de compression admissible sur la partie en contact est égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = K \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b} \quad (V.2.2)$$

avec le coefficient  $K = 1$  à 3,3 fonction des dimensions de la surface d'appui et des dimensions de la surface du massif. Ce qui impose les rapports suivants :

$$\begin{aligned} \frac{4}{3} &\leq \frac{a}{a_0} < 10 \\ \frac{4}{3} &\leq \frac{b}{b_0} < 10 \end{aligned} \quad (V.2.3)$$

Les conditions de débords minimaux à respecter, pour bénéficier d'un coefficient  $K > 1$ , sont :

$$\begin{aligned} d_a &\geq \frac{a_0}{6} \\ d_b &\geq \frac{b_0}{6} \end{aligned} \quad (V.2.4)$$

La condition de débord minimal est destinée à vérifier que la pièce peut fournir une étroite transversale suffisante pour majorer la contrainte de compression admissible. Si elle n'est pas satisfaite, il faut prendre  $K = 1$ .

■ Valeurs de K

Dans le cas où les rectangles sont concentriques (B<sub>0</sub> et B rectangles de mêmes axes), on a (Fig. 226) :

$$K = 1 + \left[ 3 - \frac{4}{3} \left( \frac{a_0}{a} + \frac{b_0}{b} \right) \right] \sqrt{\left( 1 - \frac{4a_0}{3a} \right) \left( 1 - \frac{4b_0}{3b} \right)} \leq 3,3 \quad (V.2.5)$$

Les valeurs du coefficient K sont données par le tableau 105.

$\frac{b}{b_0} \backslash \frac{a}{a_0}$	1,33	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
1,33	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	1,00	1,14	1,28	1,41	1,48	1,53	1,56	1,58	1,59	1,60	1,61
2,00	1,00	1,28	1,56	1,81	1,94	2,02	2,07	2,11	2,14	2,16	2,18
3,00	1,00	1,41	1,81	2,17	2,35	2,46	2,53	2,59	2,63	2,66	2,68
4,00	1,00	1,48	1,94	2,35	2,56	2,68	2,76	2,82	2,86	2,90	2,93
5,00	1,00	1,53	2,02	2,46	2,68	2,81	2,90	2,96	3,01	3,04	3,07
6,00	1,00	1,56	2,07	2,53	2,76	2,90	2,99	3,05	3,10	3,14	3,17
7,00	1,00	1,58	2,11	2,59	2,82	2,96	3,05	3,12	3,17	3,21	3,24
8,00	1,00	1,59	2,14	2,63	2,86	3,01	3,10	3,17	3,22	3,26	3,29
9,00	1,00	1,60	2,16	2,66	2,90	3,04	3,14	3,21	3,26	3,30	3,30
10,00	1,00	1,61	2,18	2,68	2,93	3,07	3,17	3,24	3,29	3,30	3,30

Tableau 105 : Valeurs du coefficient K. Surfaces rectangulaires.

Dans le cas où B<sub>0</sub> est une surface circulaire de diamètre d et de même centre de gravité, on a (Fig. 227) :

$$K = 1 + \left[ 3 - \frac{4}{3} \left( \frac{0,88d}{a} + \frac{0,88d}{b} \right) \right] \sqrt{\left( 1 - \frac{4 \cdot 0,88d}{3a} \right) \left( 1 - \frac{4 \cdot 0,88d}{3b} \right)} \leq 3,3 \quad (V.2.6)$$

Dans le cas où les surfaces B<sub>0</sub> et B sont homothétiques et ont le même centre de gravité, on a (Fig. 228) :

$$K = 4 - \frac{4}{3} \times 5 \sqrt{\frac{B_0}{B}} + \frac{4}{3} \times \frac{8B_0}{3B} \leq 3,3 \quad (V.2.7)$$

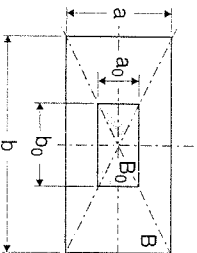


Figure 228 : Rectangles homothétiques.

V. 3 — Interfaces : poteaux métalliques et fondations

V. 3.1 — Éléments d'ancrage

Pour la justification des extrémités des pièces métalliques, de leur ancrage et des semelles, il convient de déterminer les valeurs maximales de toutes les charges permanentes et d'exploitation, le cas échéant des charges sismiques, qui les sollicitent, mais aussi d'établir compte tenu des coefficients de pondération, les cas de simultanéité les plus défavorables. Ainsi il est souvent nécessaire d'étudier, pour une même interface, le cas donnant la compression maximale et le cas donnant une compression inférieure, mais dont le moment de flexion est maximal.

■ Détail a. Transfert des efforts au massif

Les dimensions en plan de la plaque d'assise doivent permettre à la semelle en béton armé sous-jacente d'équilibrer la charge et éventuellement les moments de flexion, sans que les contraintes dépassent les valeurs énoncées au paragraphe V. 2.2. On suppose donc que les plaques d'assise sont indéformables (très épaisses ou comportant des raidisseurs). Les plaques d'assise doivent être capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui, de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas les contraintes limites de compression (cf. §. V. 2.2). Lorsque le moment de flexion est suffisamment important pour nécessiter des boulons (tiges) d'ancrage, les pressions sur l'assise et la traction dans les boulons sont déterminées par le calcul du type « flexion composée ». Pour la détermination des efforts internes de traction dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage du côté tendu, les tolérances sur les positions des tiges d'ancrage étant prises en compte. Le diagramme de pressions et la section efficace sont schématisés par la figure 229.

Lorsque le moment de flexion n'est pas dirigé suivant l'un des axes principaux d'inertie de la surface d'appui de la plaque d'assise, on peut, à défaut d'autres calculs, admettre que les pressions maximales sur la semelle et les tractions maximales sur les boulons d'ancrage s'obtiennent en cumulant les effets des composantes du moment de flexion dans les deux plans principaux.

En ce qui concerne la reprise de l'effort tranchant H<sub>tr</sub>, il faut distinguer deux situations.

— Si l'effort tranchant est réduit, on peut donc mobiliser les forces de frottement (Fig. 230) :

- s'il n'y a pas de calage entre la platine et le béton :  
 $\text{tg}\varphi = 0,4$
- s'il y a calage entre la platine et les cales en acier :
  - surfaces brossées  $\text{tg}\varphi = 0,3$
  - surfaces galvanisées  $\text{tg}\varphi = 0,2$

Les armatures supérieures et les cadres permettent d'ancrer l'effort tranchant dans le massif.

– Si l'effort tranchant est important, les forces de frottement sont insuffisantes et il ne faut pas compter sur les tiges d'ancrage pour transmettre au béton un effort tranchant appréciable. En effet le béton éclate sous l'effet de la pression diamétrale exercée par les tiges (par exemple une barre  $\varnothing 40$  reprend 20 kN environ.) La reprise des efforts doit donc être réalisée par un système mécanique tel que la bêche (Fig. 231), ou par butée contre le béton venant, ultérieurement, noyer le pied du poteau.

Si la platine est en contact avec le béton, si la bêche peut être considérée comme rigide (dans le cas où  $L/a < 3$ ) et si on est en présence des tiges d'ancrage, toute rotation du poteau, et donc de la bêche, est empêchée. Dans cette situation, la pression sur le béton, le long de la bêche, peut être considérée comme uniforme et la vérification des contraintes sera faite en conséquence.

L'effort tranchant une fois transmis au béton sera repris par des aciers disposés de sorte à intéresser l'ensemble du massif.

#### ■ Détail b. Glissement du coin

On considère les plans de rupture les plus probables partant du point de contrainte nulle sous la plaque d'appui et séparant un coin inférieur du reste de la pièce. On estime que la sécurité est assurée lorsque la résultante des forces agissant sur le coin (réactions d'appui) et des forces développées par les armatures passives assurant la couture fait avec la normale un angle au plus égal à  $\theta$  (angle de frottement interne du béton) (Fig. 222). Les armatures peuvent être dimensionnées par la formule de l'équilibre du coin. ► [BPEL 91/Annexe 4.3] ◀

Dans la pratique, les aciers passifs de couture sont la plupart du temps horizontaux, de telle sorte que la condition précédente s'écrit (Fig. 232) :

$$\frac{A_s f_s}{\gamma_s} \geq \lambda R_u + H_u \quad (\text{V.3.1})$$

avec :

$A_s$  : section des aciers de couture,

$R_u$  : composante verticale de la réaction d'appui,

$H_u$  : composante horizontale de la réaction d'appui,

$$\lambda = \frac{1,5 - \text{tg}\theta}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

$$\theta = 30^\circ$$

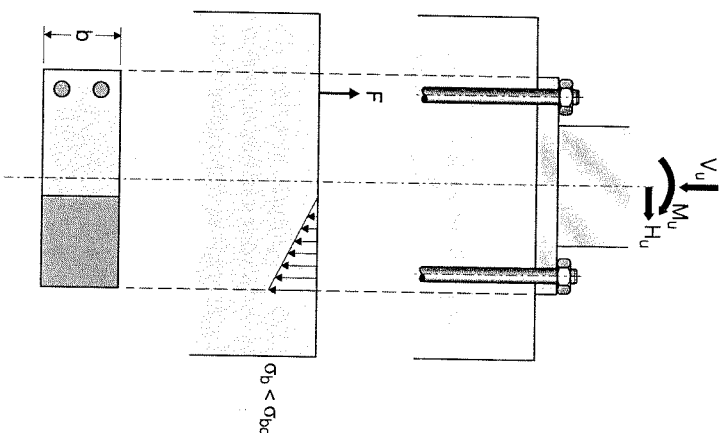


Figure 229 : Transfert des efforts à la surface de la semelle.

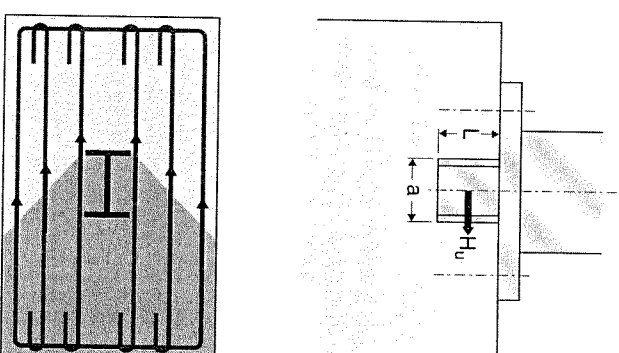


Figure 231 : Transfert de l'effort tranchant par bêche et disposition des armatures.

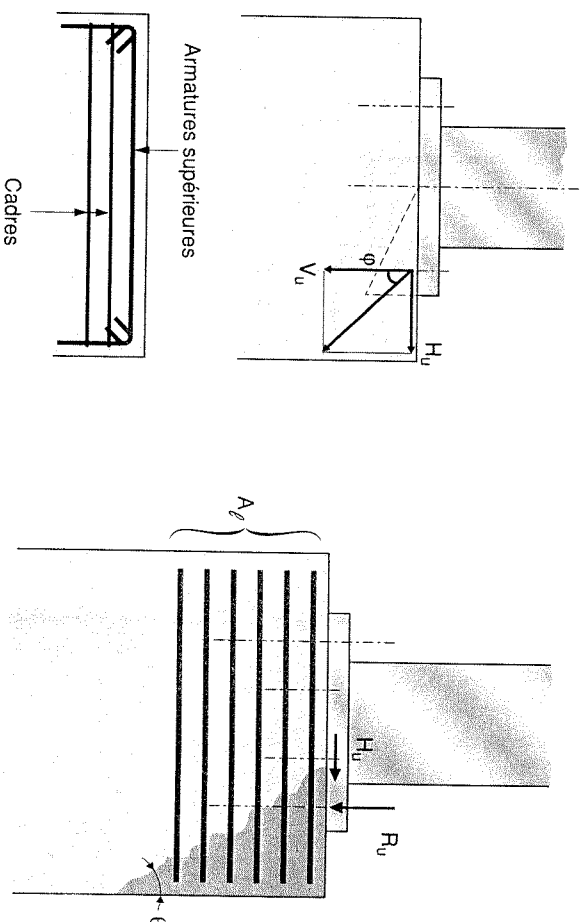


Figure 230 : Transfert de l'effort tranchant par frottement.

Figure 232 : Équilibre du coin.

soit avec  $H_u = 0$  on a :

$$\frac{A_t f_e}{\gamma_s} \geq \frac{R_u}{2} \quad (N.3.2)$$

Suivant la place disponible pour l'ancrage des frettes, celles-ci peuvent être soit plates et bouclées, soit de forme hélicoïdale, soit soudées sur un plat métallique formant ancrage.

#### ■ Détail c. Formation des bielles, éclatement

Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type « rondelle » ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.

La force  $F$  de traction (Fig. 225) appliquée aux tiges d'ancrage induit des bielles comprimées à  $45^\circ$  dans le béton qui sollicitent les armatures transversales. La force  $F$  se répartit entre les armatures verticales situées sur les deux faces au prorata des distances (Fig. 233).

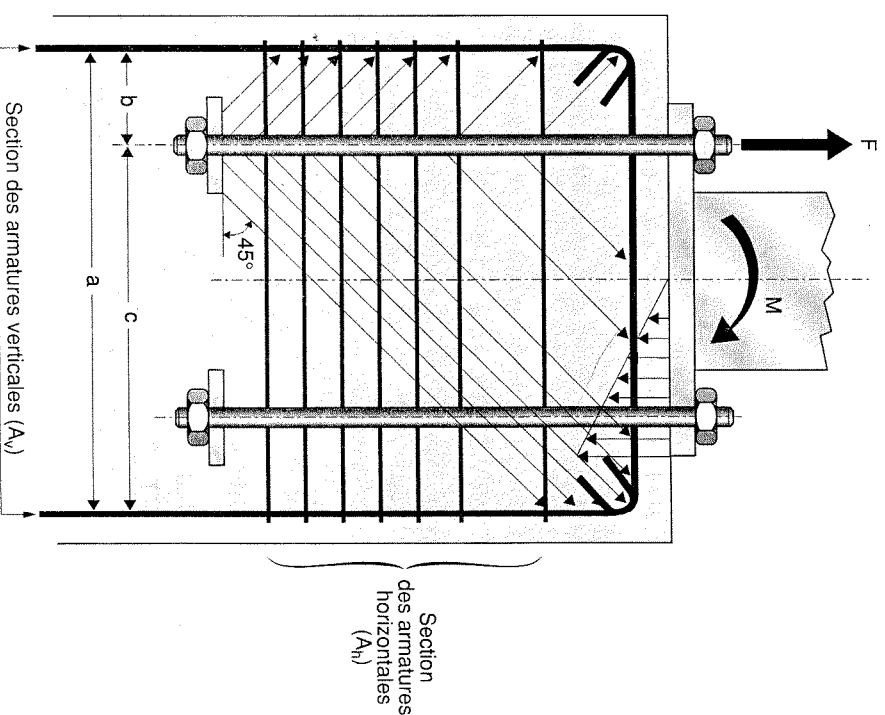


Figure 233 : Transmission des efforts à l'intérieur du massif.

La section des armatures verticales  $A_v$  doit vérifier l'inégalité :

$$F \frac{c}{a} \leq A_v \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (N.3.3)$$

Si  $c = a$  alors la totalité de l'effort  $F$  est repris par les armatures disposées le long du parement.

Si  $c = b = a/2$  alors seulement  $F/2$  doit être équilibré sur chaque face.

La section des armatures horizontales de couture  $A_h$  (cadres) doit être déterminée en fonction du pourcentage  $p$  de l'effort  $F$  équilibrée par les armatures  $A_v$  (cf. § III. 2.2.4 et Fig. 73) :

$$A_h = \frac{pF}{f_e/\gamma_s} \quad (N.3.4)$$

À l'armature horizontale ainsi déterminée, il faut ajouter celle nécessaire à la transmission de l'effort tranchant.

#### ■ Détail d. Ancrages, recouvrement, entraînement

Pour les tiges, il faut vérifier la longueur d'ancrage en fonction de sa forme, le recouvrement avec les armatures verticales et la possibilité d'assurer leur entraînement.

Les tiges peuvent être constituées de barres droites, comportant un ancrage courbe (crosse ou clé d'ancrage) éventuellement pourvues d'une contre-courbe ou encore de barres droites avec à l'extrémité une plaque d'ancrage, placées dans les massifs avant le coulage (Fig. 234 a, b, c, d, e) ou après le coulage du béton en ménageant une réservation (Fig. 234 c', d', e'). Les boulons préscellés nécessitent pour leur implantation précise un gabarit de pose.

Les longueurs des différents ancrages sont déterminées par référence au chapitre III, Association acier-béton. Mis à part l'ancrage droit ou avec un coude à  $90^\circ$ , les autres types d'ancrage peuvent être aussi utilisés en cas de réservation avec des boîtes (ou cavités). En cas de surabondance de la section des tiges d'ancrage, la section des aciers de couture du recouvrement sera dimensionnée strictement pour équilibrer l'effort réel  $F$  (Fig. 235). La longueur de scellement  $\ell_s$  sera augmentée de la distance  $c$  pour obtenir la longueur de recouvrement  $\ell_r$  sur laquelle il faudra disposer des armatures de couture  $A_c$ .

Il faut aussi vérifier que l'entraînement du béton, engendré par les bielles à  $45^\circ$ , ne produit pas le glissement du béton sur les aciers verticaux ancrés dans la fondation (Fig. 236). La vérification est effectuée suivant les modalités du paragraphe III. 3.

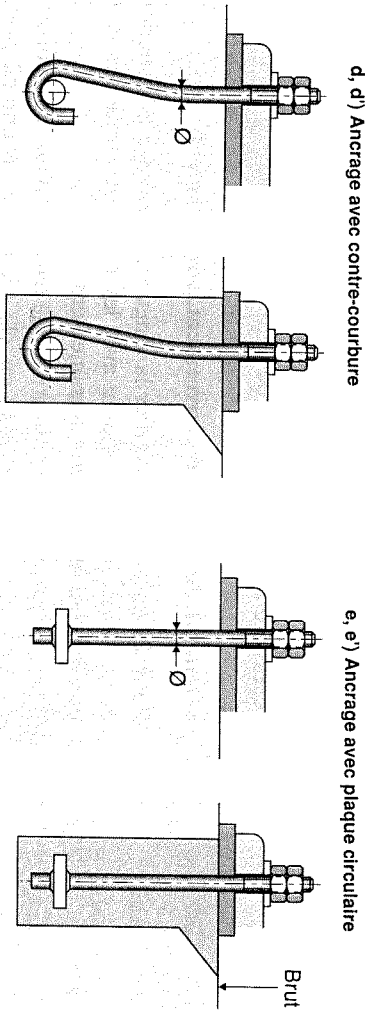
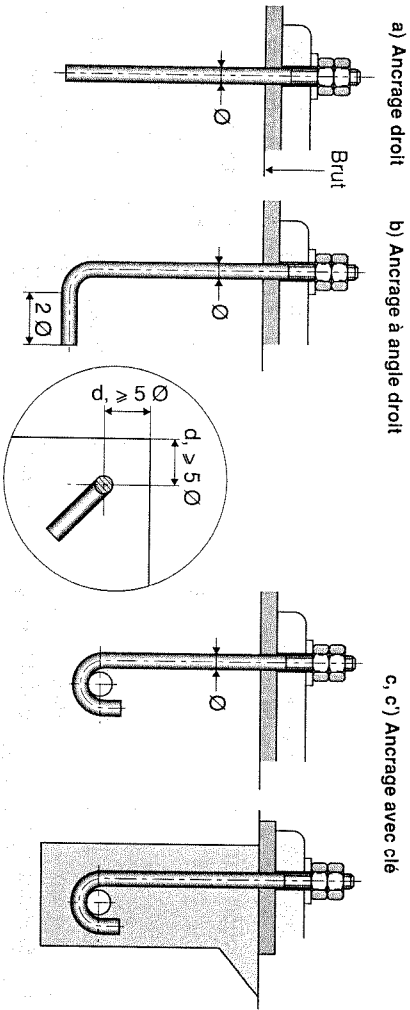


Figure 234 : Tiges d'ancrage mises en place avant ou après coulage.

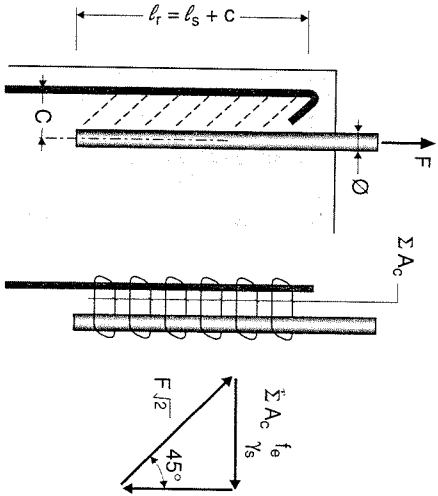


Figure 235 : Recouvrement des tiges.

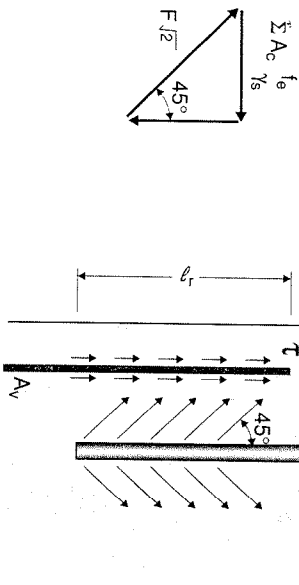


Figure 236 : Entraînement des armatures par les tiges d'ancrage.

■ **Détail e : Écrasement du béton au droit de la plaque d'ancrage**

Pour augmenter l'effort transmissible par la tige, on peut disposer une plaque d'ancrage circulaire fixée par soudure ou par un écou. On a intérêt à placer la plaque d'appui aussi profondément que possible, pour éviter un fretage difficile à réaliser et une trop forte concentration d'armatures horizontales à proximité de la surface. Cette plaque doit être justifiée sous l'action de l'effort F diminué de celui directement transmis par la tige lisse au béton (Fig. 237). La vérification du non-écrasement du béton pourra se faire par référence au paragraphe V.2.2 (formule V.2.2), comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{F}{S} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (V.3.5)$$

avec :

$$S = \pi \left( R^2 - \frac{\varnothing^2}{4} \right)$$

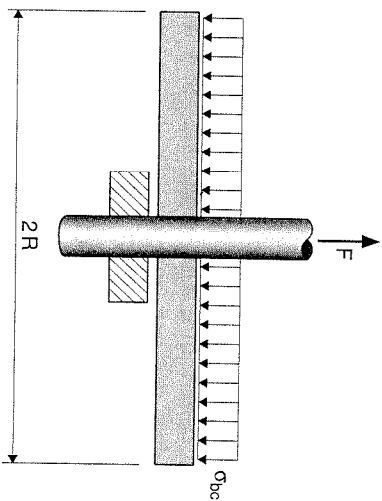


Figure 237 : Efforts sollicitant la plaque d'ancrage.

V.3.2 — Ancrages des poteaux

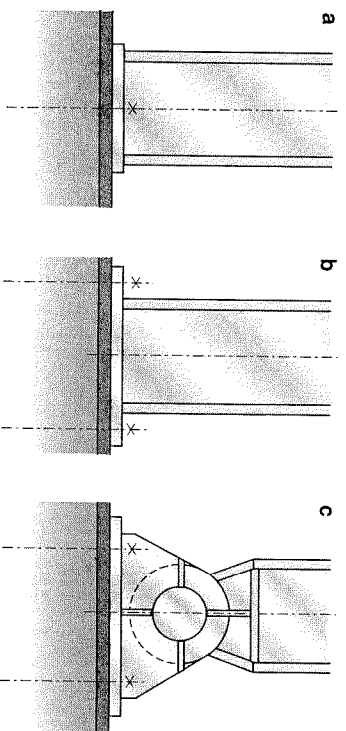
Le choix de l'ancrage dépend à la fois de la qualité du sol d'assise et du type de la liaison poteau-fondation.

Soit une articulation qui assure la transmission de l'effort normal et de l'effort tranchant sans la transmission d'aucun moment. On peut avoir, ainsi, une articulation « fictive » en cas d'un ancrage par deux tiges, la rotation autorisée dans un plan perpendiculaire au plan des tiges étant très faible (Fig. 238a). On peut aussi prévoir en pied du poteau une vraie articulation



en plan ou en espace (sphérique), cas dans lequel la platine doit être totalement fixée dans la fondation (Fig. 238c).

Soit un encastrement qui fixe complètement le poteau métallique à la fondation, aucune translation ni rotation relative entre les deux éléments ne peut se produire. De ce fait, le moment d'encastrement, en plus de l'effort normal et de l'effort tranchant, est transmis aux fondations, par les liaisons. L'encastrement est réalisé par la fixation de la platine avec au moins quatre tiges d'ancrages (Fig. 238b). On peut réaliser l'encastrement de la fondation seulement dans un sol compact et homogène, par un coulage en pleine fouille.



**Figure 238 : Liaisons poteau-fondation.**  
a) Articulatif fictif.  
b) Encastrement.  
c) Articulatif réel : plan ou sphérique.

Quel que soit le type de liaison, articulation ou encastrement, les dimensions des fondations doivent être telles que la contrainte au sol reste admissible.

Il y a lieu de souligner que l'obtention d'un encastrement en cas de sol de qualité médiocre est parfaitement illusoire même si la liaison poteau-semelle correspond à un encastrement. En effet les rotations à l'interface semelle-sol (Fig. 239a) seront telles que les moments d'encastrement possibles seront extrêmement faibles. Dans cette situation, il faut soit augmenter la surface de la semelle, soit réaliser un réseau de longrines (Fig. 239b) qui pourra reprendre le moment d'encastrement du poteau (hyperstativité interne). De même, lorsque la nature du sol ne permet pas d'équilibrer économiquement les poussées appliquées aux fondations, on équilibre intérieurement les poussées dues aux charges verticales par un « tirant » (ou longrine) reliant les pieds.

On a vu (Fig. 234) que le dispositif d'ancrage peut être mis en place dans le coffrage avant le coulage du béton, soit scellé dans une réservation après bétonnage : deux réservations pour une articulation et au moins quatre réservations pour un encastrement.

Enfin, quel que soit le type d'ancrage et si le pied de poteau est noyé, en phase finale, dans le béton d'un dallage, il faut prévoir un joint étanche sur le pourtour du poteau, afin d'éviter le risque de corrosion.

#### ■ Tiges scellées en seconde phase avec clés d'ancrage

À l'exécution de la fondation, des réservations sont prévues à l'emplacement des tiges (Fig. 240) et des barres horizontales (clés d'ancrage) sont disposées de telle sorte que les efforts puissent être repris par les étriers (Fig. 241, 242).

Au moment du montage de la charpente métallique, la crosse du boulon est accrochée à la clé d'ancrage, la platine s'appuie sur le massif par l'intermédiaire de calles métalliques noyées dans le mortier de calage. L'ensemble est fixé par les écrous et contre-écrous disposés à l'extrémité des tiges. Enfin, on procède au remplissage des réservations et au bourrage de mortier sous la platine. La reprise des efforts horizontaux importants, qui dépasseraient la reprise par frottement entre la platine et le béton, est effectuée par des bèches disposées dans des réservations spécifiques ou dans les réservations prévues pour les tiges. La profondeur d'ancrage des clés varie entre 20 à 90 cm. Au-delà de cette valeur, en raison de la profondeur de la réservation, il n'est plus possible d'effectuer un nettoyage correct de la cavité et on a une réelle difficulté de bétonnage. De ce fait, les boulons ayant le diamètre  $\varnothing \geq 30$  (effort normal  $\leq 11\ 000$  daN) sont déconseillés. Pour des efforts plus importants, il faut adopter des tiges avec plaque d'ancrage ou des tiges à tête marteau.

#### ■ Tiges scellées en seconde phase avec plaques d'ancrage

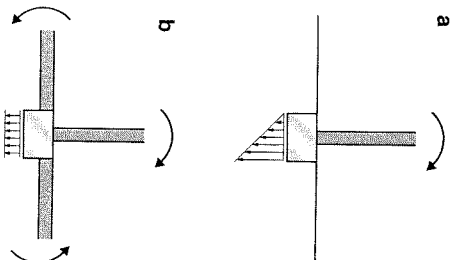
Aucun élément d'ancrage (clé ou UPN) n'est à mettre en place au moment du coulage du béton (Fig. 243).

Il est important que l'effort de soulèvement, apporté par les tiges et par la plaque d'ancrage, puisse être transmis par le mortier de remplissage à la fondation en béton armé et sans qu'il y ait de risque de glissement du mortier dans la cavité. Il faut donc, pour ce type d'ancrage, veiller à la rugosité de la surface de la réservation (cf. V. 6).

Les armatures de la fondation seront dimensionnées pour mobiliser l'ensemble du massif et transférer les efforts aux sols (Fig. 244).

Bien entendu, des bèches sont à prévoir si les efforts horizontaux sont importants (Fig. 245).

Étant donné la transmission des efforts directement au béton coulé en seconde phase, le diamètre des tiges d'ancrage est limité à  $\varnothing \leq 60$  et la résistance nominale du béton doit être supérieure à 30 MPa.



**Figure 239 : Reprises possibles du moment d'encastrement.**

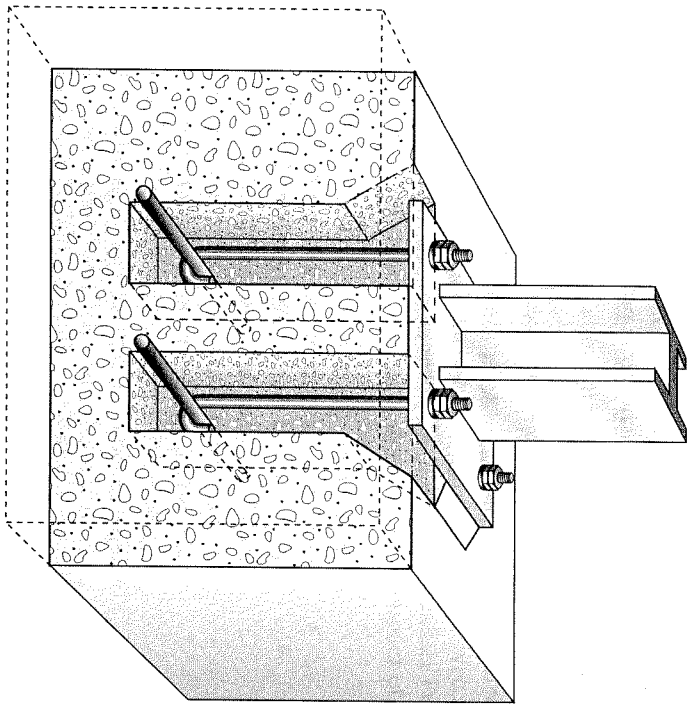


Figure 240 : Massif avec clé d'ancrage.

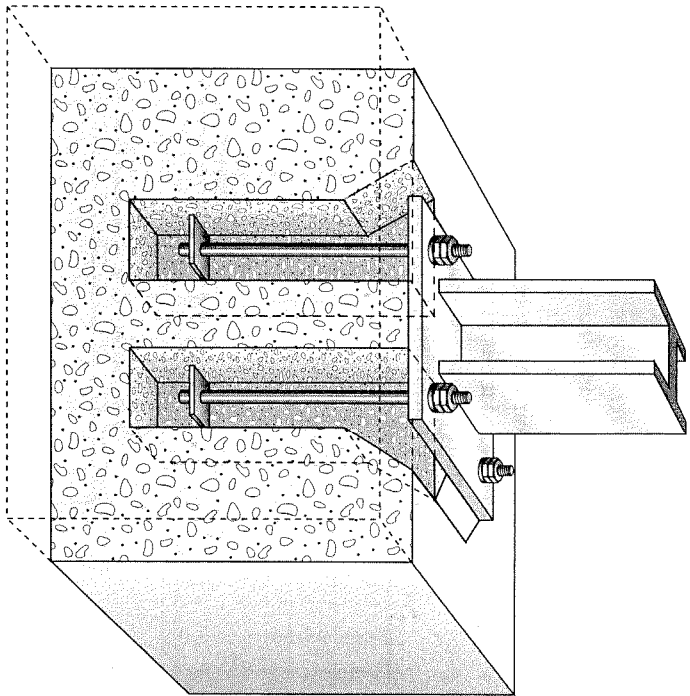


Figure 243 : Massif avec plaque d'ancrage.

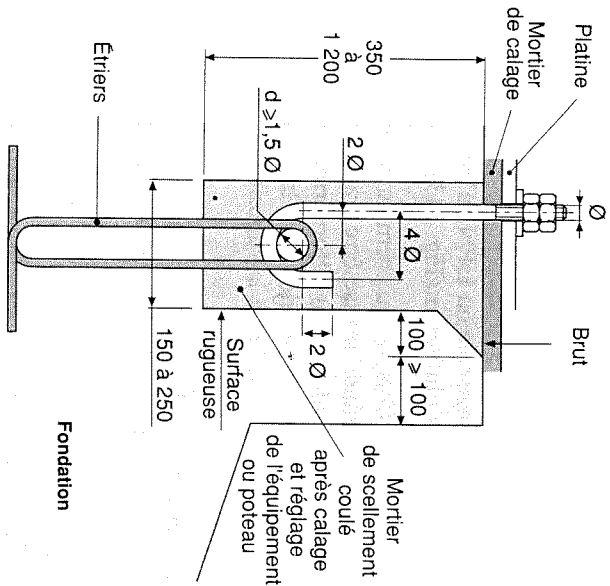


Figure 241 : Détail d'ancrage des tiges avec clé d'ancrage.

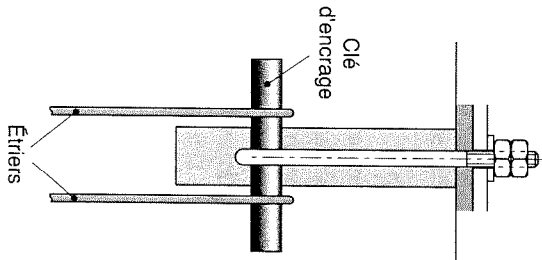


Figure 242 : Coupe.

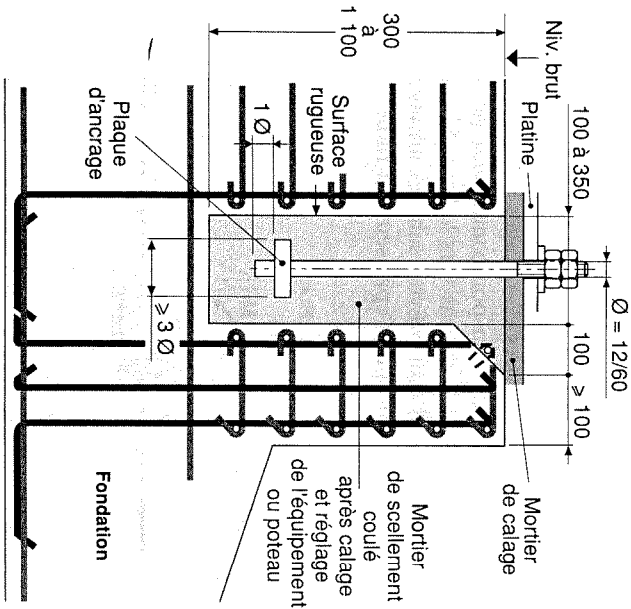


Figure 244 : Détail d'ancrage des tiges avec plaque d'ancrage.

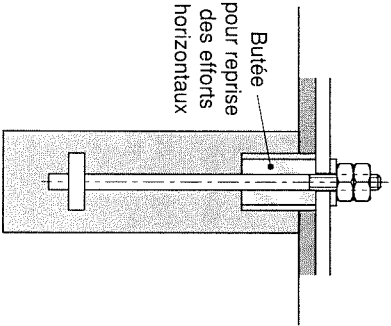


Figure 245 : Coupe.

■ **Tiges, avec plaques d'ancrage, disposées avant le coulage du béton**

Solution souvent adoptée dans le cas où les efforts sont relativement faibles ; par ailleurs, si la hauteur des fondations est réduite, l'utilisation des plaques d'ancrage disposées à la partie inférieure permet d'avoir un bon ancrage.

En cas de fondations sur puits il faut prévoir, en plus, une semelle en béton armé dans laquelle sera ancré le poteau métallique. Pour une bonne transmission des efforts, la semelle située sur l'arase du puits doit être ancrée par des barres spécifiques (Fig. 246).

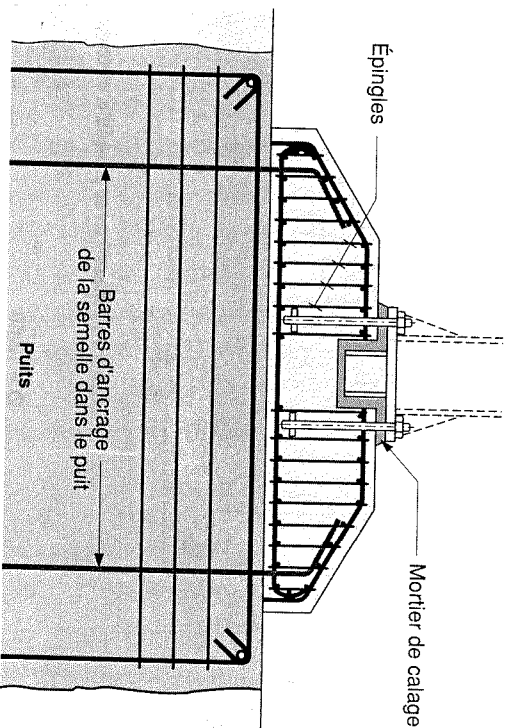


Figure 246 : Ancrage dans une semelle disposée sur un puits.

Le radier comportant ces types d'ancrages (Fig. 247) doit être vérifié pour la condition de non-poinçonnement (cf. § IV. 3.6), les charges étant appliquées du bas vers le haut. Si cette condition n'est pas satisfaite, il faut prévoir soit des armatures transversales, soit l'augmentation de l'épaisseur du radier.

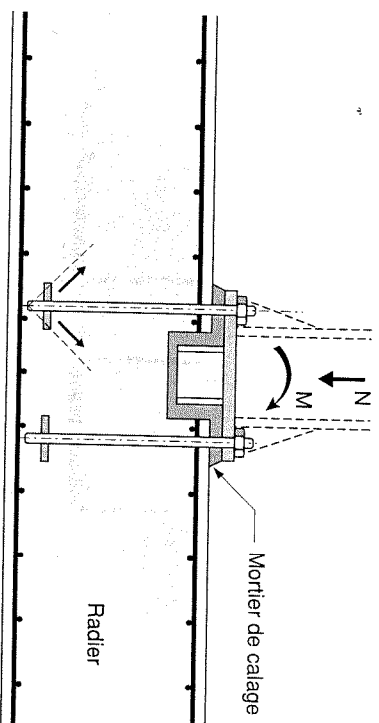


Figure 247 : Ancrage dans un radier.

L'ancrage des poteaux métalliques dans le semelles sur pieux (Fig. 248) doit être conçu pour assurer le transfert des efforts au droit des pieux.

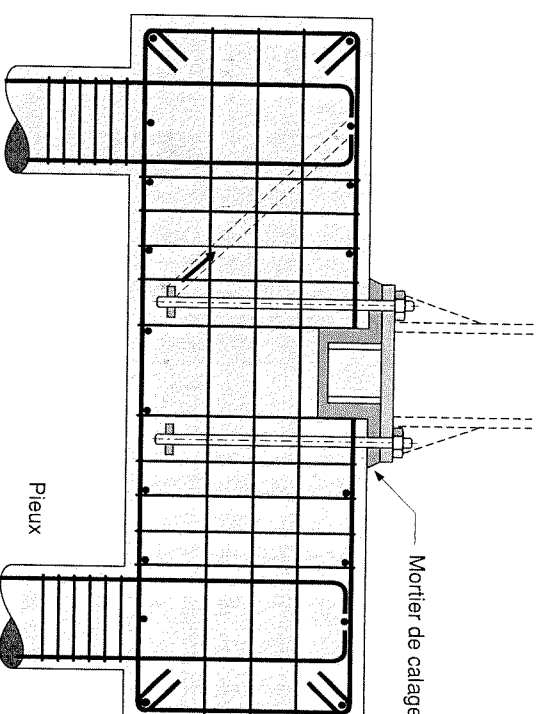


Figure 248 : Ancrage dans une semelle sur pieux.

■ **Tiges à têtes marteau scellées en seconde phase avec UPN**

Il s'agit de systèmes souvent utilisés pour la fixation des machines vibrantes. Les réservations sont alors remplies avec une « mousse protectrice » qui permet l'accès pour vérifier, dans le temps, la mise en tension des tiges (Fig. 249).

Ces tiges prennent appui sur deux UPN (Fig. 250, 251) dont les extrémités sont ancrées dans la fondation en béton armé.

Les profilés UPN nécessitent une implantation précise, notamment dans le sens transversal. Il est conseillé de ne pas dépasser pour les tiges le diamètre  $\varnothing \leq 60$  (effort normal  $\leq 45\,400$  daN).

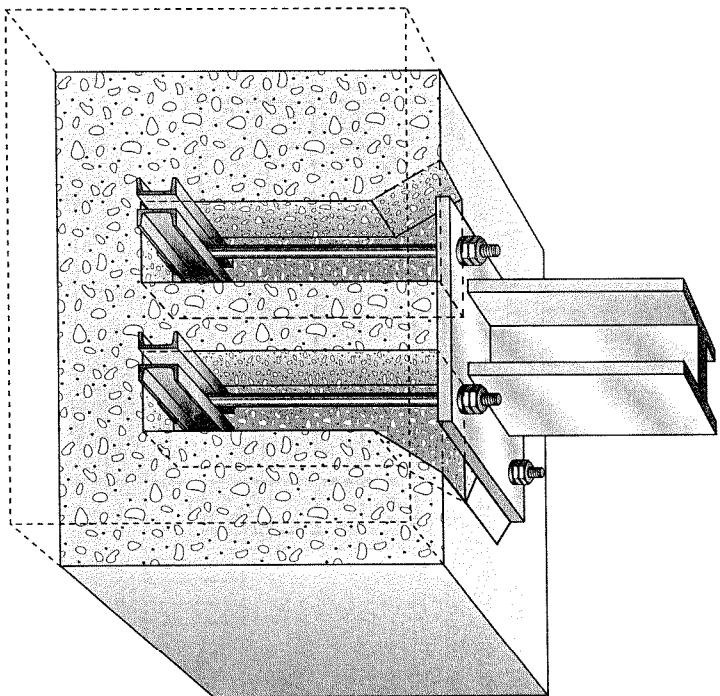


Figure 249 : Massif avec UPN d'ancrage.

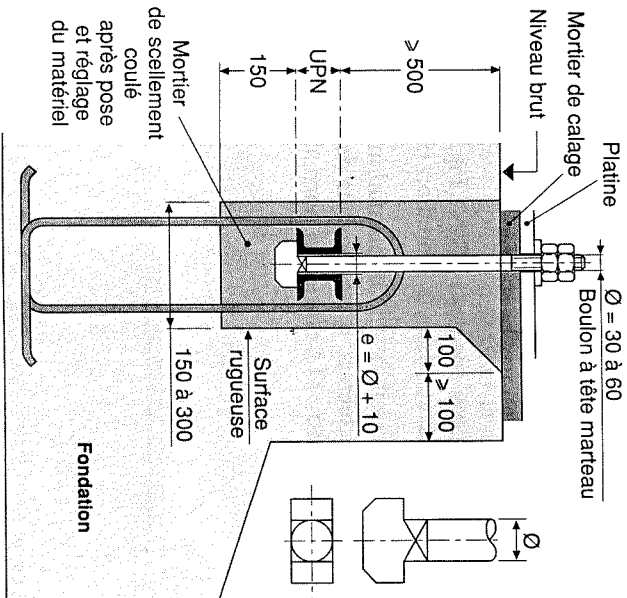


Figure 250 : Détail d'ancrage des tiges à tête marteau.

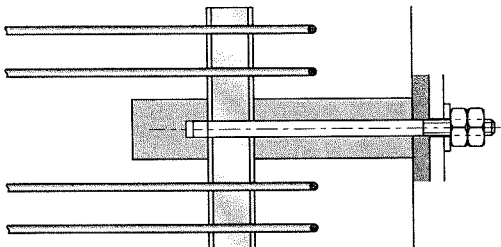


Figure 251 : Coupe.

## V. 4 — Interfaces : pièces métalliques (ou équipement) et surfaces verticales

### V. 4.1 — Éléments d'ancrage

On considère comme surfaces verticales en béton armé, les murs, les poteaux et les faces latérales des poutres.

On utilise généralement des platines préscellées comportant tous les dispositifs d'ancrage ou de fixation, toutes sujétions particulières en vue du respect des tolérances d'implantation, et toutes sujétions d'obturation provisoire des percements ou réservations diverses.

La tolérance d'implantation dans le sens horizontal et vertical est de  $\pm 1$  cm et l'affleurement par rapport au parement des surfaces verticales doit être inférieur ou égal à 0,5 cm. Lorsque les tolérances d'implantation des platines préscellées sont plus faibles, il faut prévoir une ossature métallique, ou un mannequin de fixation permettant le maintien de ces platines en position lors du bétonnage.

Les éléments de la platine préscellée sont les suivants :

- les taquets et éventuellement les bèches, qui équilibrent les efforts tranchants produisant des cisaillements à l'interface béton-platine,
- les tiges d'ancrage et le béton-support, qui doivent résister aux efforts appliqués produisant des contraintes normales à l'interface béton/platine,
- la plaque, qui transmet les efforts de compression au béton et les autres efforts aux tiges, bèches et taquets.

La transmission des efforts normaux de compression est directement faite par la platine au béton, celle des efforts normaux de traction est assurée par les tiges d'ancrage et les efforts tranchants (Fig. 252) se transmettent par la butée (pressions localisées) (cf. Fig. 224 b) des platines et/ou des taquets. Ces efforts locaux étant connus, la vérification d'une platine préscellée consiste à étudier la bonne tenue mécanique :

- du béton support par :
- non-écrasement de l'interface,
- non-arrachement des ancrages.

Les efforts tranchants  $T_x$  et  $T_y$  ainsi que les moments  $M_z$  dus à l'excentrement minimal ( $\pm 2$  cm) d'application des charges dans le plan de la platine sont transmis au béton de la manière suivante :

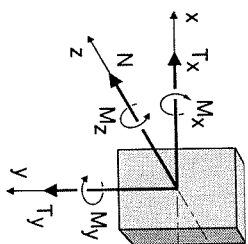


Figure 252 : Définition des efforts au droit des platines.

- compte tenu de l'épaisseur  $e$  des platines, on admet que celles-ci s'appuient directement sur le béton sur une épaisseur de  $e/2$  (Fig. 253 a),
- si la surface d'appui ainsi définie est insuffisante, des taquets constitués de carrés de 20/20, 30/30, etc., soudés à l'arrière des platines (Fig. 253 b) peuvent augmenter cette surface d'appui.

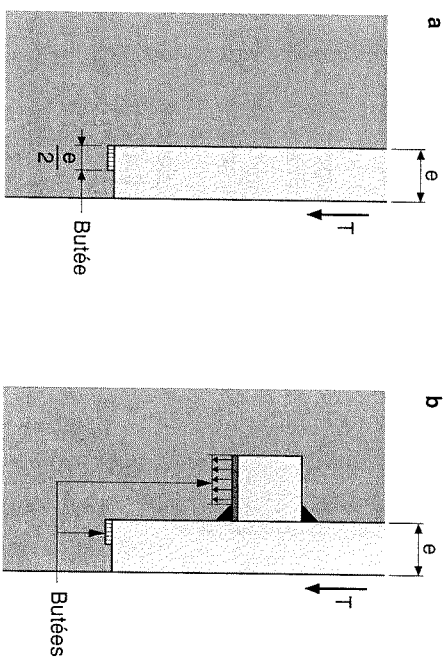


Figure 253 : Surfaces d'appui en butée sur le béton.

La transmission efficace des efforts par les taquets, au béton, est obtenue par la disposition des tiges d'ancrage toujours côté « extérieur » (Fig. 254 b) afin d'équilibrer les poussées au vide éventuellement créées par les pressions localisées.

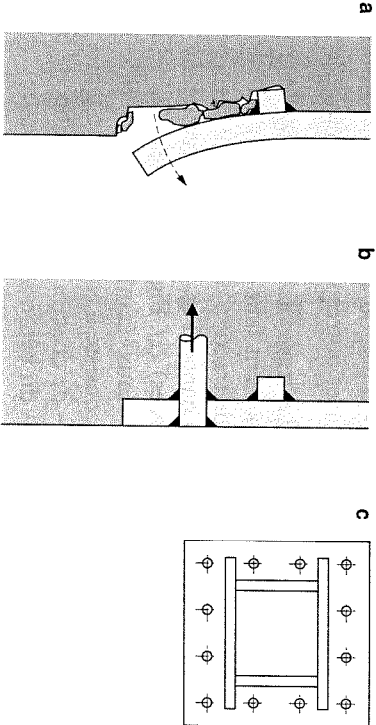


Figure 254 : Disposition des tiges d'ancrage.  
a) Désorganisation du béton derrière une platine, sans tige d'ancrage,  
b) Platine avec tige d'ancrage.  
c) Platine avec taquets disposés pour transmettre les efforts tranchants à la fois suivant les directions x-x et y-y.

L'ancrage par tiges précontraintes ne nécessite pas de taquets.

V. 4.2 — Ancrages des pièces

Le type d'ancrage des platines précellées dépend de l'importance des efforts à transmettre, de l'épaisseur du mur et de la densité d'armatures.

■ Efforts tranchants réduits

Mur d'épaisseur de 20 à 40 cm avec une faible densité d'armatures : la transmission se fait par une platine (butée) avec crochets et sans taquets (Fig. 255 a). Pour un mur à forte densité d'armatures et d'une épaisseur  $\geq 45$  cm, on utilise pour les tiges un ancrage droit (Fig. 255 b) ; ce système ne doit pas être utilisé pour des ancrages soumis à des sollicitations dynamiques (séisme, vibrations).

■ Efforts tranchants réduits et efforts normaux importants

Pour les murs d'épaisseur 20 à 45 cm, il faut envisager une plaque d'ancrage sur la face arrière (Fig. 256 a) et pour les murs de plus de 45 cm, l'ancrage est obtenu par des plaquettes noyées (Fig. 256 b).

■ Efforts tranchants et efforts normaux importants

Il faut prévoir en fonction de l'épaisseur du mur et de la densité d'armatures des platines précellées avec 1 ou 2 taquets (Fig. 257 et 258). L'ancrage droit simple sans écrous, plaquettes ou crochets ne doit pas être utilisé si on est en présence des sollicitations dynamiques.

■ Efforts très importants

Il faut disposer des taquets suivant les axes x-x et y-y et un nombre suffisant de tiges avec des plaquettes noyées (Fig. 259).

■ Système d'ancrage par tiges précontraintes traversantes

Il est constitué des tiges filetées traversant un mur en béton armé ou une dalle. Les tiges sont précontraintes par l'intermédiaire d'un écrou appliqué sur des platines situées de part et d'autre de l'élément en béton armé (Fig. 260). Les pièces métalliques ou les équipements viennent se reprendre sur les platines par l'intermédiaire d'une contreplaque.

Les tiges précontraintes et les plaques d'appui sont dimensionnées de sorte que :

- la contrainte de compression dans le béton soit admissible,
- le béton sous les plaques d'ancrage reste comprimé dans tous les cas de chargement, y compris le séisme,
- la résistance à l'effort tranchant soit assurée par le seul frottement ; la résistance au cisaillement des boulons ne peut pas être prise en compte.

S'il s'agit d'assurer l'appui (simple ou encastré) d'une ossature métallique sur un élément en béton armé, on peut prévoir plusieurs platines précellées avec des dispositifs d'ancrage adéquats, fonction de l'importance des efforts (Fig. 261).

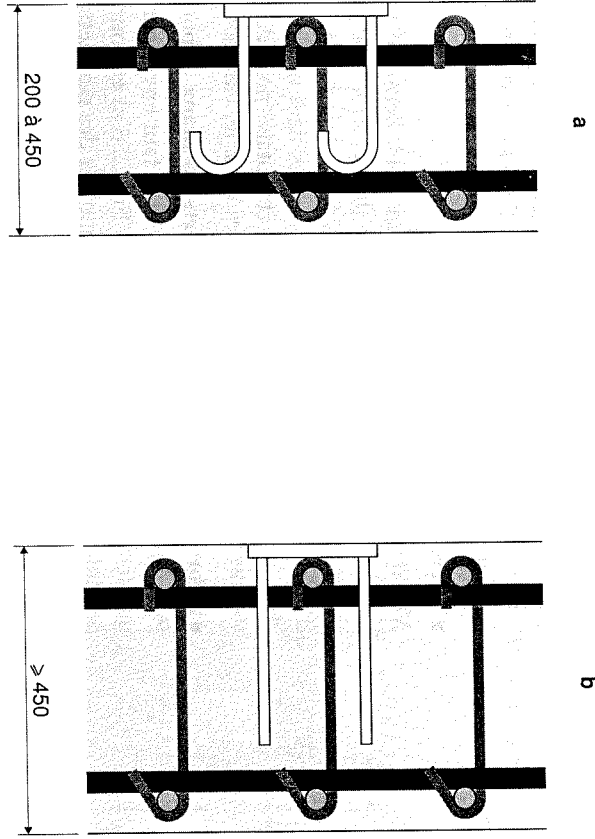


Figure 255

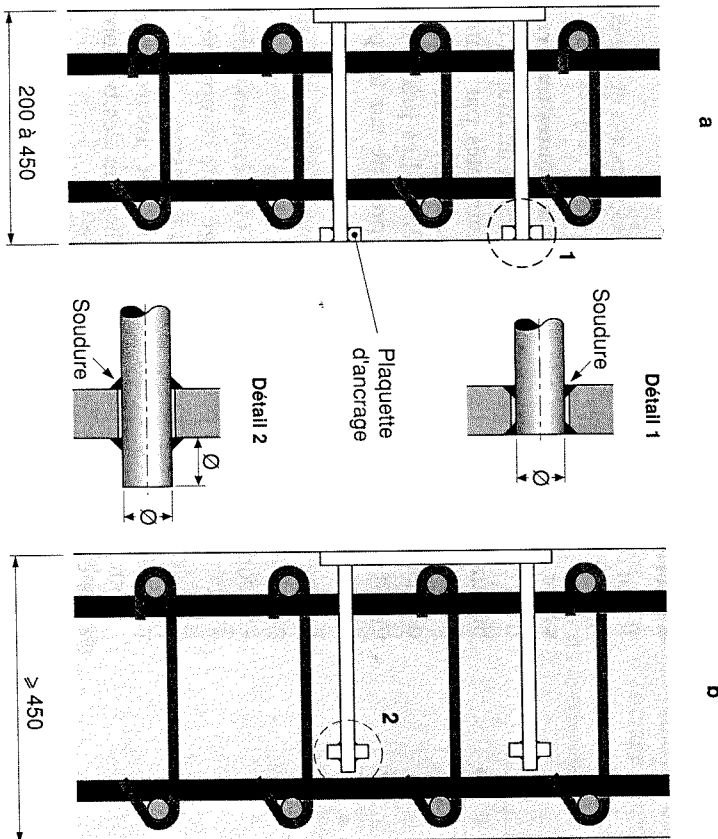


Figure 256

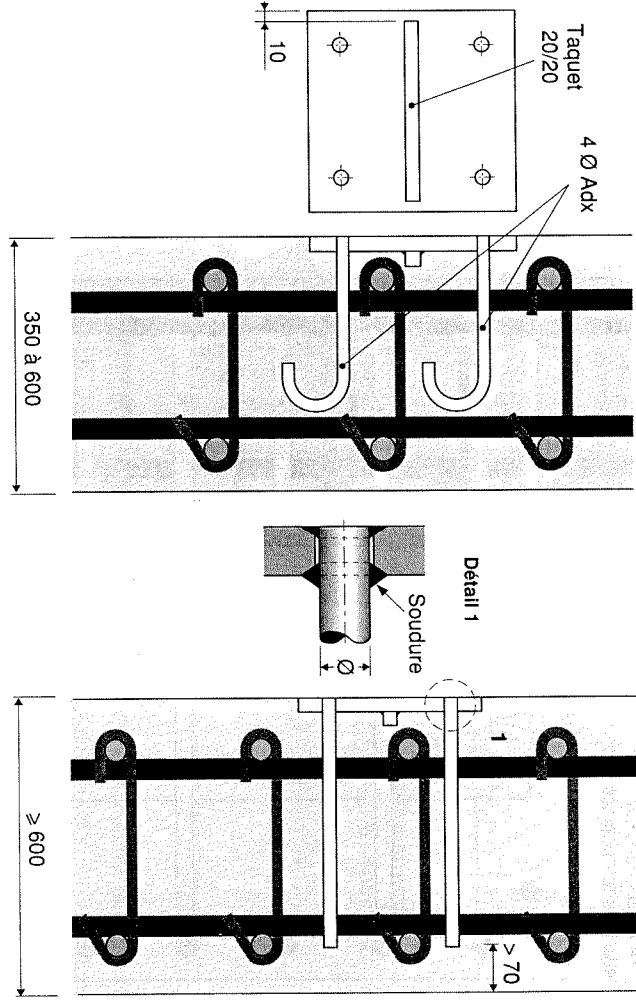


Figure 257

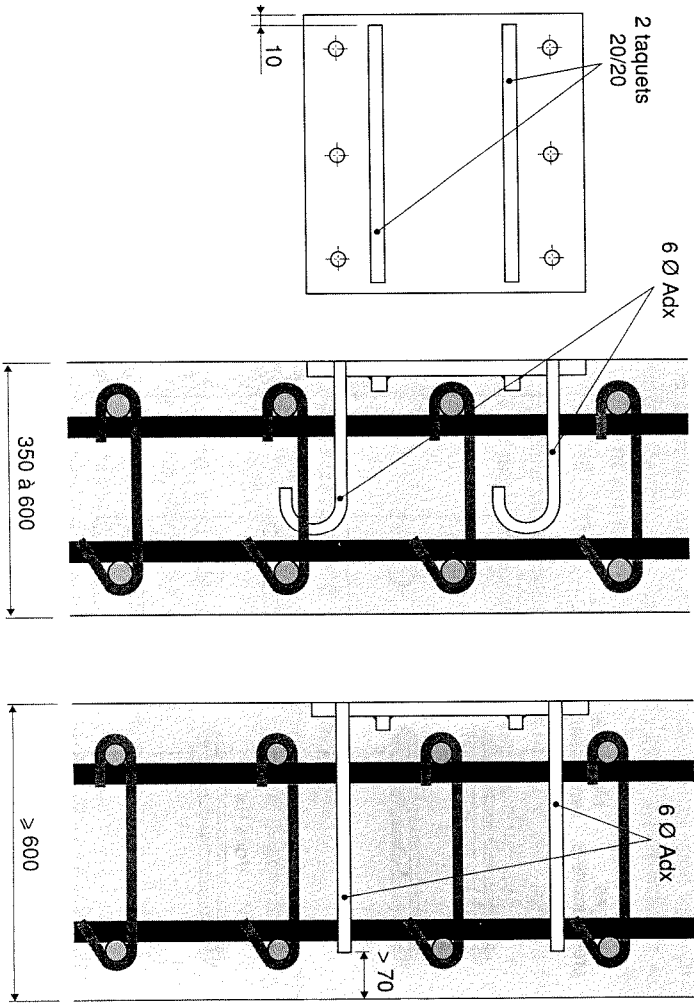


Figure 258



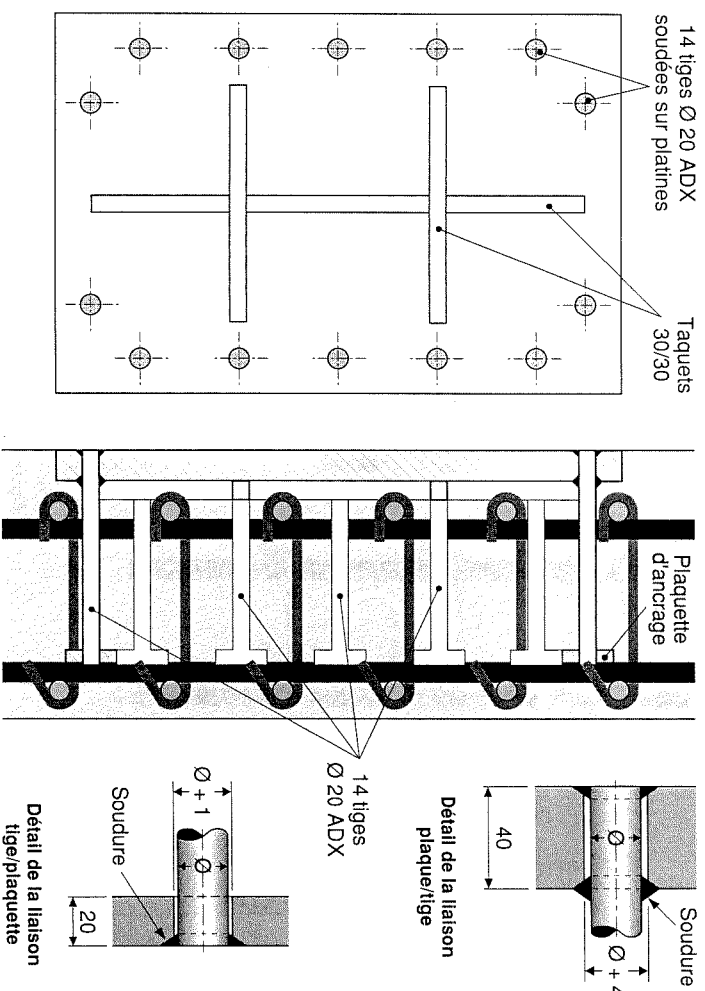


Figure 259

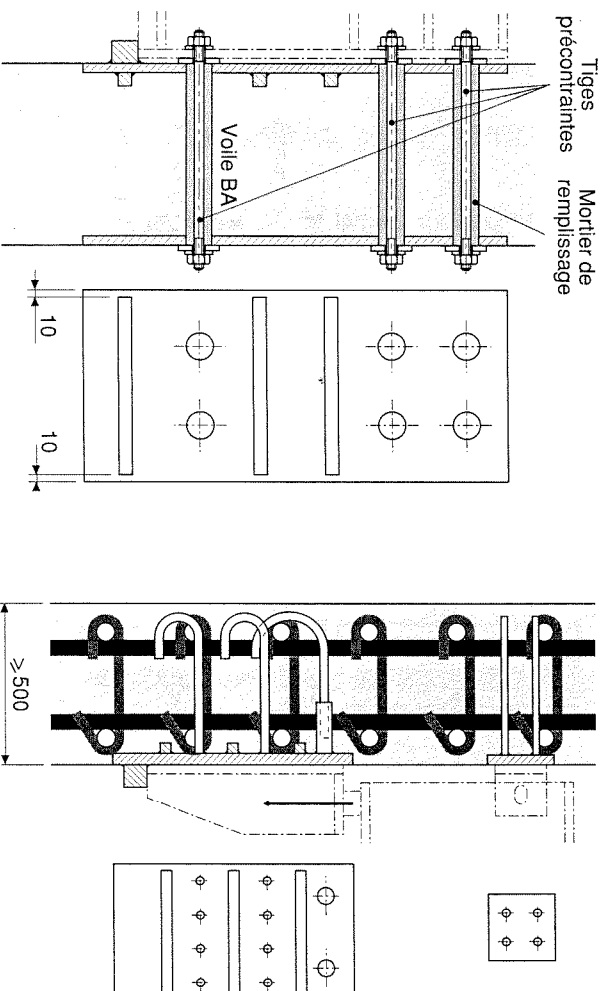


Figure 260

Figure 261

## V. 5 — Interfaces : pièces métalliques (ou équipement) et sous-faces ou surfaces des planchers

### V. 5.1 — Éléments d'ancrage

Quel que soit le type d'ancrage, il faut systématiquement vérifier la condition de non-poinçonnement (cf. § IV. 3.6) sous l'action des charges ramenées à la partie supérieure des dalles.

### V. 5.2 — Ancrages des pièces

Les quelques exemples donnés ci-après concernent seulement l'ancrage dans les dalles.

- Point d'ancrage pour une force concentrée d'environ 20 kN (Fig. 262) ; la barre  $\varnothing 12$  Adx permet le transfert de la charge à la partie supérieure de la dalle.
- Ancrages pour une force concentrée d'environ 50 kN dans le cas d'une dalle d'épaisseur  $\leq 30$  cm (Fig. 263 a) et d'une dalle d'épaisseur supérieure à 30 cm (Fig. 263 b).
- Comme pour les murs, le système d'ancrage par tiges précontraintes traversantes est obtenu par l'intermédiaire des écrous prenant appui sur des platines situées de part et d'autre de la dalle (Fig. 264).

Pour la fixation d'un monorail sous la dalle, il faut prévoir un mannequin de positionnement des fourreaux (Fig. 265).

## V. 6 — Réservations : réalisation et remplissage

Les réservations sont obtenues par la disposition, avant le coulage du béton, des gabarits en :

- « blocs » de polystyrène de la dimension de la réservation,
- coffrage traditionnel,
- grillage (« boîte ») en métal déployé, solution recommandée.

Quel que soit le procédé de réalisation de la réservation, les parois doivent comporter une rugosité d'au moins 5 mm ; les surfaces lisses seront rendues rugueuses par repiquage.

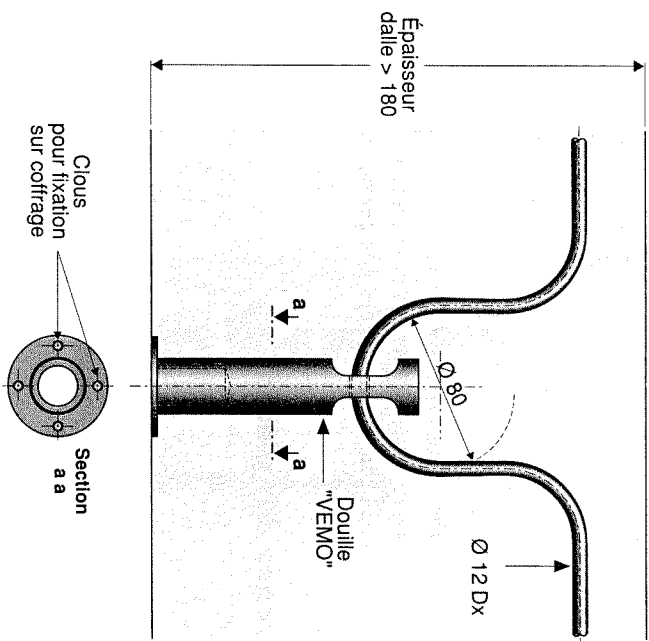


Figure 262

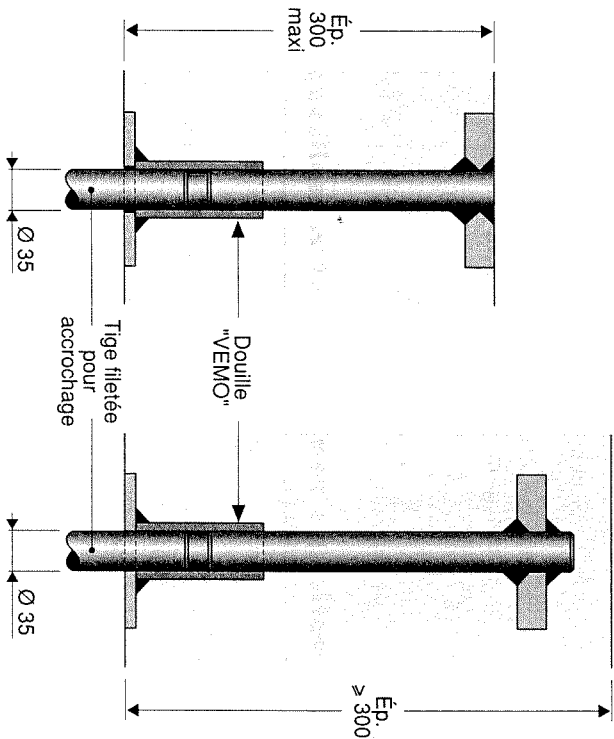


Figure 263

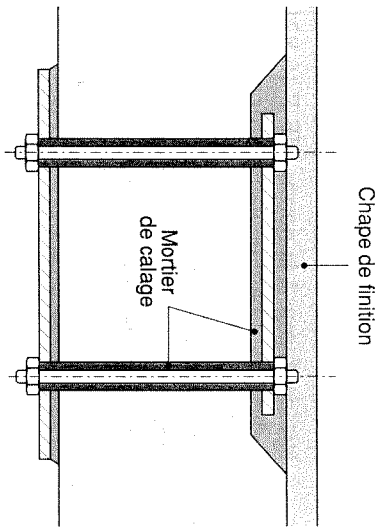


Figure 264

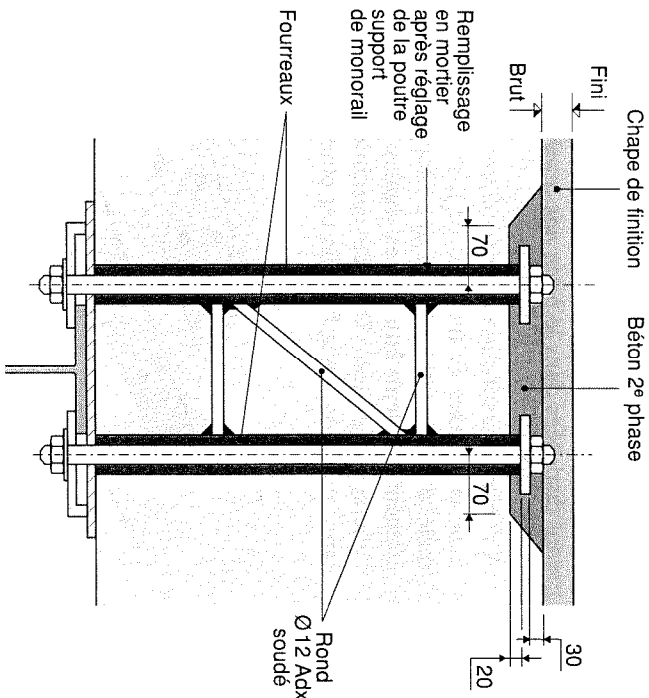


Figure 265

Le matériau de remplissage sera appliqué dans des cavités soigneusement nettoyées et maintenues humides sur un support sain, exempt de zones poreuses ou friables, d'huile et de graisse, de laitance et de produits de cure éventuels.

Le mortier de remplissage est un mortier prêt à l'emploi, sans retrait, ne comportant rigoureusement pas de chlorure, et dont



la plasticité a été soigneusement étudiée. Celui-ci doit figurer dans la liste des fabrications admises par la norme NF « Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique » et être conforme à la norme NF P 18.821 « Produits de calage et scellement à base de liants hydrauliques ».

Pour les ancrages comportant des réservations de grandes dimensions, il est préférable d'utiliser des produits ayant une granulométrie adaptée : béton ou microbéton.

## V. 7 — Fixations

Par convention, on considère que les *ancrages* sont effectués dans le *béton armé* (cf. paragraphe V. 2 à V. 6) et que les *fixations* sont disposées dans le *béton non armé*.

À défaut de justifications particulières, la distance effective minimale entre axes de fixations ( $d_e$ ), et la distance effective minimale d'implantation ( $d_i$ ) d'une fixation près de la rive d'un élément doivent être prises égales à  $10 \varnothing$  le diamètre de l'ancrage (Fig. 266). Dans ces conditions, on admet que la résistance nominale de la fixation est obtenue.

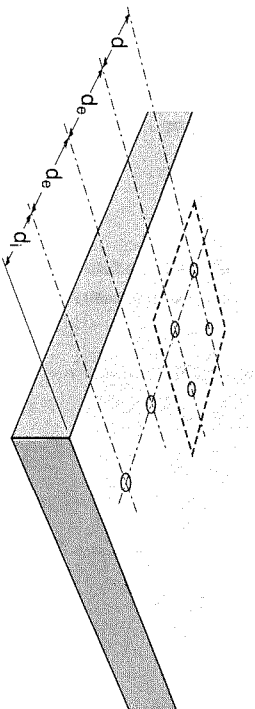


Figure 266 : Distance d'implantation des chevilles.

Dans le cas où la distance effective ( $d$ ) est inférieure à  $d_e$  ou  $d_i$ , la résistance de la fixation doit être réduite dans le rapport  $d_e/d$  ou  $d_i/d$  ; si ce rapport est supérieur à 2,5, il est admis que l'ancrage ne peut équilibrer l'effort de calcul.