

exécution parfaite ; celle-ci, en particulier, doit impérativement respecter la méridienne considérée dans le calcul et assurer une excellente compacité du béton pour résister aux phénomènes de corrosion. Les fondations doivent également faire l'objet d'une étude très soignée.

Ces quelques considérations montrent que les tours de réfrigération sont des ouvrages de caractère exceptionnel, dont l'étude et l'exécution ne peuvent être confiées qu'à des entreprises spécialisées de haut niveau.

7. Ouvrages destinés à contenir ou à retenir des liquides

Ce paragraphe concerne de façon générale les réservoirs, cuves, bassins, piscines, etc. On peut y rattacher les *cuvclages*, ouvrages destinés à s'opposer à l'entrée d'eau dans les parties immergées des bâtiments.

Les **réservoirs et cuves** sont des ouvrages destinés au stockage de liquides. Il peut s'agir d'ouvrages parallélépipédiques à un ou plusieurs compartiments accolés et/ou superposés, comportant des parois communes (figure 36), ou d'ouvrages de révolution.

Un réservoir – ou une cuve – peut reposer directement sur le sol ou être partiellement ou totalement enterré. Il peut aussi être surélevé et supporté par une tour, par des murs ou par des poteaux. Les ouvrages surélevés destinés au stockage de l'eau sont habituellement désignés sous le nom de **châteaux d'eau**.

Dans le passé, à côté d'indéniables réussites architecturales, les châteaux d'eau ont souvent fait l'objet de réalisations d'une esthétique discutable. Actuellement, on tend à leur substituer, quand on le peut, des réservoirs enterrés, d'une exécution plus commode que les ouvrages surélevés et ne modifiant pas de façon sensible l'environnement. L'installation comporte alors des surpresseurs permettant un réglage précis de la pression dans les canalisations de distribution.

Les **piscines** sont des ouvrages dont le calcul s'apparente à celui des réservoirs. La paroi constituant le fond des bassins peut reposer directement sur le sol ou être supportée par des poteaux.

Les **décanteurs ou digesteurs** des usines d'assainissement des eaux sont des ouvrages ayant des fonctions très particulières, mais leur calcul est analogue à celui des réservoirs enterrés.

Tous ces ouvrages, exclus du domaine d'application des Règles BAEL, font ou ont fait l'objet de règles spécifiques pour leur conception, leur calcul et leur exécution. Actuellement, le texte réglementaire applicable à la plupart des ouvrages visés dans le présent paragraphe est le CCTG fascicule 74 [179]. Ce texte fait suite aux « Recommandations professionnelles de mai 1990 » applicables aux réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semienterrés, aériens, ouverts ou fermés [103]. Les piscines sont visées par ce dernier texte, mais les cuves à vin font encore l'objet de Règles professionnelles particulières [180].

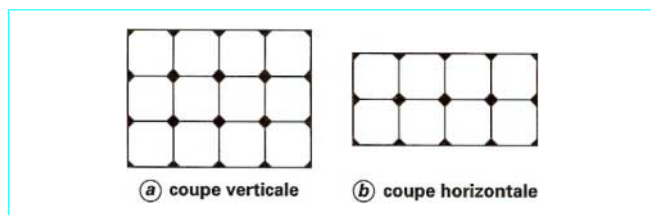


Figure 36 – Cuve à étages

7.1 Rôle dévolu à la structure en béton armé

En pratique, deux cas peuvent se présenter.

■ Premier cas

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu) : dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

■ Second cas

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu, en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc).

Remarque : pour les cuves à vin, il existe également une méthode, dite *méridionale*, dans laquelle la structure est réalisée selon un processus particulier et l'étanchéité assurée par un enduit exécuté selon une technique parfaitement définie (voir [180]).

7.2 Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

■ des actions permanentes (G) :

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- poids et pression de l'eau extérieure à l'ouvrage, si le niveau de la nappe aquifère est quasi fixe ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

■ des actions variables :

- poids et poussée du liquide contenu (Q), le cas de l'ouvrage vide ($Q = 0$) étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent (W) ; neige (S_n) ;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations :
 - variations de poussée de l'eau extérieure à l'ouvrage,
 - charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
 - effets thermiques,
 - dépressions et surpressions.

■ des actions accidentelles (séismes, crues, chocs, etc.) qui sont normalement définies dans les documents particuliers du marché (DPM).

Certaines des actions ainsi énumérées (le vent, par exemple) ne concernent que les ouvrages ou parties d'ouvrages situés au-dessus du sol. D'autres ne concernent que les ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés : c'est le cas de la prise en compte des poussées des terres avec la présence éventuelle d'une nappe aquifère et de charges d'exploitation sur le sol entourant l'ouvrage. On est donc normalement conduit à faire une distinction entre les ouvrages ou parties d'ouvrages en élévation et les ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés.

Dans chacun de ces deux cas, la vérification par le calcul porte :

- en phases de construction et en phase définitive : sur l'équilibre statique et sur la résistance ;
- en phase définitive seule : sur la fissuration, en tenant compte du rôle dévolu à la structure et de la nature du revêtement.

7.2.1 Ouvrages ou parties d'ouvrages en élévation

L'équilibre statique est vérifié en prenant en compte toutes les charges permanentes, ainsi que les charges variables déstabilisantes s'il en existe.

Pour les parois destinées à retenir ou contenir des liquides, la nécessité d'avoir la meilleure étanchéité possible, c'est-à-dire des ouvertures de fissures extrêmement faibles (sauf si un revêtement d'étanchéité ou d'imperméabilisation à l'efficacité démontrée a été prévu) conduit à limiter à des valeurs plutôt basses la contrainte de traction de l'acier en service.

Il en résulte que, pour ces parois, une vérification à l'état-limite ultime de résistance n'apporte rien. Une telle vérification ne se justifie généralement que pour les supports (pylônes, tours, etc.) des ouvrages surélevés et pour leurs fondations ou pour certains ouvrages annexes non au contact de liquides.

7.2.2 Ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés

Dans le calcul de la partie enterrée, il ne faut jamais faire intervenir la butée des terres pour équilibrer la poussée du liquide intérieur, car la mobilisation de la butée implique des déplacements incompatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.

Si le terrain est inondable, les ouvrages étanches peuvent être considérés comme des cuvelages et vérifiés selon les règles de calcul propres à ce type d'ouvrage (§ 7.6) moyennant quelques adaptations. Une étanchéité extérieure ou une imperméabilisation intérieure peuvent être nécessaires.

7.3 Combinaisons d'actions

Selon la vérification à effectuer et selon les circonstances, les coefficients partiels de sécurité et les combinaisons d'actions à considérer sont les suivants.

■ État-limite d'équilibre statique

Dans le cas d'un ouvrage pouvant être immergé et vidé sans rabatement de nappe : $\gamma = 1,05$ pour les différentes actions de l'eau extérieure à l'ouvrage ;

■ États-limites ultimes de résistance

● en combinaisons fondamentales :

$$1,35 G + 1,5 Q + W(\text{ou } S_n) + T$$

$$G + 1,5 W + 0,8 T$$

$$1,35 G + 1,5 W + 1,3 Q + 0,8 T$$

où T désigne les effets de la température ;

● en combinaisons accidentelles :

$$G + Q + S_I + 0,6 T$$

où S_I désigne le séisme ;

■ États-limites de service

$$G + Q + W + 0,6 T$$

$$G + Q + T$$

7.4 État-limite d'ouverture des fissures

L'état-limite d'ouverture des fissures est conventionnellement défini par une double vérification :

- l'une concerne la limitation de la contrainte des aciers tendus ;
- l'autre concerne la limitation de la contrainte de traction du béton en section homogène.

7.4.1 Contrainte limite des aciers tendus

Pour les parois en contact avec un liquide, avec ou sans revêtement d'étanchéité ou d'imperméabilisation, la fissuration est considérée comme **très** préjudiciable, et l'état-limite d'ouverture des fissures représente **toujours** la condition la plus contraignante pour la détermination des armatures.

Selon les Recommandations professionnelles [103], la contrainte de traction des armatures HA Fe E 500 ne peut excéder la valeur :

$$\overline{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\varnothing}} \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 250 \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa, mm}) \quad (8)$$

avec f_{t28} (MPa) résistance caractéristique du béton à la traction,
 $\varnothing$ (mm) diamètre de la plus grosse des barres tendues prises en compte dans le calcul,
 η coefficient de fissuration de l'armature [C 2 304],
 α coefficient qui dépend de la fonction dévolue à la paroi en béton et de la nature du revêtement intérieur éventuel :

- $\alpha = 240$, dans le cas général où le béton doit jouer à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité ;

- dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur, il est possible d'adopter des valeurs de α supérieures à 240, sous réserve qu'elles résultent d'essais probants, effectués selon une procédure définie, dans des laboratoires agréés.

La borne de $90 \sqrt{\eta f_{t28}}$ correspond à la contrainte limite des Règles BAEL, lorsque la fissuration est très préjudiciable. Elle est atteinte dès que :

$$\varnothing \geq \left(\frac{\alpha}{90} \right)^2 (\text{mm})$$

soit $\varnothing > 7$ mm pour $\alpha = 240$.

Sauf en ce qui concerne les ouvrages de la mer, ou à proximité de la mer, et les parties d'ouvrages enterrées, lorsque l'eau extérieure est saumâtre ou agressive, la valeur limite de $\overline{\sigma}_s$ peut être majorée de 30η (MPa) pour les armatures situées au voisinage de parements en contact **permanent** avec l'eau ou avec une atmosphère saturée ; cette majoration ne doit donc pas être appliquée en présence d'un revêtement d'étanchéité.

7.4.2 Contrainte de traction limite du béton

La contrainte de traction du béton en service, calculée sur la section rendue homogène, ne peut excéder la valeur :

$$\overline{\sigma}_{bt, h} = 1,1 \theta f_{t28}$$

avec $\theta = 1$ dans le cas de la traction simple,
 $\theta = 1 + (2 e_0 / 3 h_0)$ dans le cas de la flexion plane composée, lorsque l'excentricité e_0 de la force de traction extérieure est inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi sauf pour les cuves à vin, les piscines et les cuvelages où $\theta = 1 + (4 e_0 / 3 h_0)$,
 $\theta = 5/3$ dans les autres cas.

Remarque : dans les zones comprimées par flexion, la contrainte de compression du béton est limitée conformément aux Règles BAEL [C 2 306].

7.5 Calcul et dispositions constructives particulières

Les éléments constitutifs d'un réservoir, d'une cuve ou d'une piscine doivent normalement être calculés par la théorie élastique

des poutres, des plaques, coques ou membranes en tenant compte des liaisons effectives et de la raideur des éléments concourant à la liaison. S'il existe une couverture, son action sur la structure doit être prise en compte.

Les arrêts et reprises de bétonnage posent des problèmes d'exécution particuliers.

7.5.1 Réservoirs ou cuves parallélépipédiques

Dans les réservoirs (ou les cuves) parallélépipédiques, les parois verticales sont en principe calculées comme des dalles chargées hydrostatiquement, en tenant compte des liaisons avec les parois adjacentes, le radier et la couverture.

À défaut de calculs plus précis, tenant compte en particulier de la rotation des appuis [102], on peut admettre :

- que les parois verticales ou horizontales des étages inférieurs sont parfaitement encastrées sur leur contour ; on majore toutefois de 25 % le moment positif maximal correspondant pour tenir compte d'une rotation possible des sections de contour ; les réactions d'appui des parois orthogonales déterminent des efforts de traction dans chaque paroi, ainsi soumise à la flexion composée avec traction, ce qui conduit à disposer des armatures sur les deux faces ;
- que les parois verticales latérales de l'étage supérieur sont simplement appuyées le long de leur arête commune avec la couverture ; mais si la raideur de cette dernière est de l'ordre de celle des parois verticales, elle peut être calculée de la même manière que les parois des compartiments des étages inférieurs.

Si le réservoir, ou la cuve, est directement appuyé sur le sol, la dalle de fond est calculée comme un radier en tenant compte des moments et réactions transmis par les parois latérales. Dans le cas d'un réservoir ou d'une cuve reposant sur des murettes ou des poteaux, si la raideur de la dalle de fond est au plus égale à celle des parois latérales, cette dalle peut être calculée comme indiqué en a.

Une méthode approchée consiste à considérer que le réservoir est formé par une superposition de cadres horizontaux de 0,50 m ou 1,00 m de hauteur.

Soit, de façon générale, un cadre de côtés a et b ($a \leq b$) et de 1 m de hauteur soumis aux pressions internes q_a sur le côté a d'épaisseur e_a et q_b sur le côté b d'épaisseur e_b (figure 37).

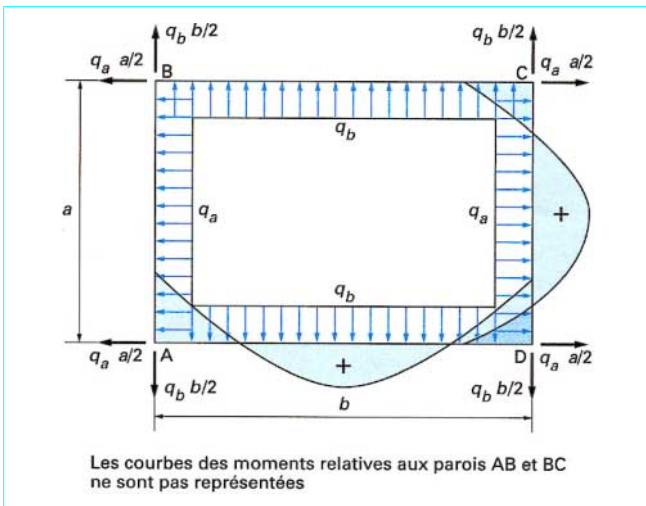


Figure 37 – Sollicitations dans un cadre soumis à des pressions internes

À chacun des angles s'exerce un moment de flexion :

$$M_a = - \frac{q_a a^2 k_b + q_b b^2 k_a}{12 (k_a + k_b)}$$

$$\text{avec } k_a = \frac{e_a^3}{12 a},$$

$$k_b = \frac{e_b^3}{12 b}.$$

Les moments de flexion au milieu de chacun des côtés s'en déduisent aisément.

Pour un réservoir ou une cuve si z' est la cote de profondeur de la base du cadre, comptée depuis le niveau maximal du liquide stocké, la pression à la base du cadre est telle que $q_a = q_b = q$, avec $q \approx 10^3 z'$ (kN/m², m) et si $e_a = e_b$:

$$M_a = - \frac{q (a^3 + b^3)}{12 (a + b)}$$

Chaque paroi est soumise à la flexion composée avec traction, cette dernière étant due aux réactions d'appui des deux parois qui lui sont liées ($N = - qa/2$ dans une paroi de dimension b et $N = - qb/2$ dans une paroi de dimension a). Une valeur approchée de la section d'armatures à prévoir pour chaque cadre considéré est donnée par :

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2 \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{avec } z = d \frac{10 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}.$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ étant la contrainte limite du béton en compression et $\bar{\sigma}_s$ la contrainte limite de l'acier définie au paragraphe 7.4.1.

Dans le cas d'un réservoir (ou d'une cuve) parallélépipédique reposant sur le sol, si les parois ne reposent pas sur un dispositif supprimant leur continuité avec le radier et si celui-ci peut valablement être considéré comme indéformable, on peut, pour le dernier cadre, s'inspirer de ce qui a été dit en 5.5a pour les murs de soutènement à contreforts.

Dispositions constructives minimales

L'épaisseur des parois mouillées ne doit pas être inférieure à 12 cm.

Les textes réglementaires prévoient normalement une section minimale d'armatures principales ; le diamètre minimal de ces armatures doit être tel que :

$$6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{h_0}{10}$$

avec h_0 (mm) épaisseur de la paroi.

Ces armatures doivent être parfaitement dressées.

Des armatures de répartition, de même nuance que celle des armatures principales et respectant les mêmes conditions de diamètre minimal et de dressage, doivent être prévues. Ces armatures doivent avoir une section unitaire au moins égale au quart de la section unitaire des barres principales.

Dans la partie courante d'une paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi doit être au plus égal à 2 %. Par face et dans chaque direction, la section d'acier doit représenter 0,125 % de la section totale de béton et être supérieure à la section minimale requise par les Règles BAEL.

Pour les parois en contact avec un liquide, les quadrillages formés par les armatures principales et les armatures de répartition doivent avoir des mailles de dimensions au plus égales à :

$$\text{Min } [1,5 h_0 ; 20 \text{ cm}]$$

h_0 étant ici exprimé en cm.

Deux nappes de quadrillage, une par face, sont à prévoir dès que l'épaisseur de la paroi dépasse 15 cm. Les recouvrements de toutes les armatures doivent être décalés.

Les enrobages ne peuvent être inférieurs aux valeurs minimales prévues par les Règles BAEI 91, ni à 3 cm pour le côté mouillé des parois ou pour les parois directement au contact d'un liquide (par exemple, eau intérieure et/ou eau extérieure), cette valeur pouvant être ramenée à 2 cm si la résistance caractéristique spécifiée du béton est au moins égale à 40 MPa.

Lorsque la stabilité d'une paroi est principalement assurée par encastrement sur le radier ou sur une autre paroi, des goussets (coulés en même temps que le radier) sont généralement nécessaires (figure 38), à moins que les parois ne soient peu hautes (hauteur au plus égale à 1,30 à 2 m) ou que l'épaisseur du radier et des parois ne soit au moins égale à 20 cm, ce que l'on peut réaliser localement comme indiqué sur la figure 39.

Les dispositions de ferrailage sont celles de la figure 40. Voir également en [C 2 317].

7.5.2 Réservoirs ou cuves de révolution

Les parois de réservoirs (ou de cuves) de révolution doivent pouvoir résister aux efforts de traction provoqués par la pression hydrostatique ainsi qu'aux moments de liaison au droit des ceintures qui renforcent les parallèles aux points anguleux des courbes méridiennes. Il en est de même pour les réservoirs (ou les cuves) à fond plat, à la jonction des parois avec le radier, dans le cas où la paroi ne repose pas sur un dispositif supprimant cet encastrement.

■ Réservoirs cylindriques reposant sur le sol ou enterrés

Le calcul des réservoirs cylindriques est généralement conduit en considérant que leur paroi est constituée de poutres verticales de largeur unité reliées, avec ou sans encastrement, au radier et parfois à une couverture, et prenant appui sur des anneaux horizontaux de hauteur unité (fonctionnement analogue à celui des douves et des cercles d'un tonneau). Il s'agit d'un calcul en poutres sur appui continu élastique. Ce mode de calcul est développé en [102].

On peut souvent se contenter d'un calcul approché en décomposant le réservoir en anneaux horizontaux de hauteur unité.

En tout point d'un anneau circulaire de rayon r soumis à une pression interne q par unité de longueur s'exerce un effort de traction tangentiel $N = q r$ (formule du « tube »).

Pour une paroi circulaire en béton armé, soumise à une pression hydrostatique, à une profondeur z' (en m) sous le niveau maximal de l'eau, un anneau de hauteur $\Delta z'$ est soumis à un effort de traction :

$$N = q_z' r \Delta z'$$

avec $q_z' = \gamma z'$ (γ : poids volumique du liquide contenu ; pour l'eau : $\approx 10 \text{ kN/m}^3$).

Pratiquement, on prend pour $\Delta z' = 0,50 \text{ m}$ ou 1 m et pour q_z' , la pression moyenne sur la hauteur $\Delta z'$.

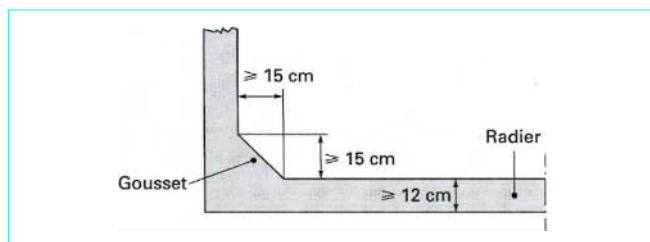


Figure 38 – Dimensions minimales des goussets

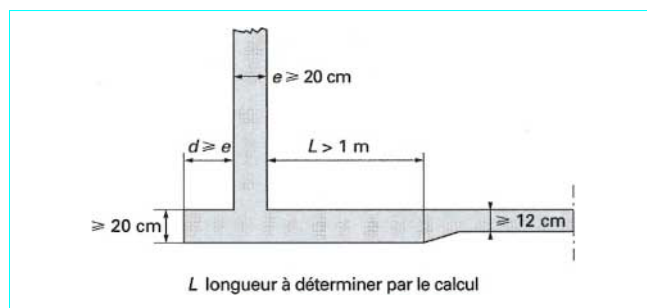


Figure 39 – Disposition permettant de se dispenser de gousset

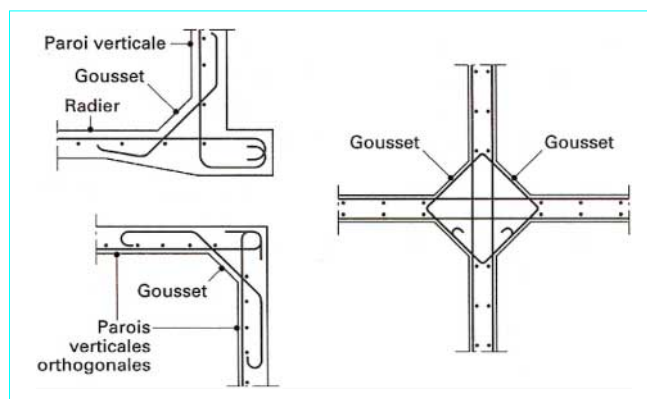


Figure 40 – Armatures aux jonctions des parois de réservoirs parallélépipédiques

Dans le cas d'un réservoir (ou d'une cuve) de révolution reposant sur le sol, si la paroi ne prend pas appui sur un dispositif supprimant sa continuité avec le radier et si ce dernier peut valablement être considéré comme indéformable, on doit tenir compte, à la base, d'un moment d'encastrement dont la valeur approchée est, par unité de longueur :

$$M = \frac{\gamma z h_0 r}{\sqrt{12}} \left(1 - \frac{\sqrt{r h_0}}{1,316 \, 5 z} \right) \quad (\text{kN, m})$$

ou encore, plus simplement :

$$M = \frac{\gamma z h_0 r}{\sqrt{12}}$$

avec γ poids volumique du liquide contenu,
 z hauteur de liquide dans la cuve,
 h_0 épaisseur de la paroi dans la section d'encastrement, supposée constante,
 r rayon du feuillet moyen de la paroi.

Le radier lui-même est soumis à un effort radial de traction.

L'épaisseur de la paroi est souvent fixée par la condition, indiquée au paragraphe 7.4.2, limitant la contrainte de traction du béton.

Les armatures forment des quadrillages à mailles de 15 à 20 cm au plus, constitués par :

— des cerces réparties à joints décalés façonnées à partir de barres parfaitement dressées et correctement arrimées, dont la section, pour chaque anneau considéré dans le calcul, est donnée par :

$$A = N / \bar{\sigma}_s$$

avec $\bar{\sigma}_s$ contrainte admissible de l'acier en service, fixée par les textes réglementaires applicables du type d'ouvrage considéré ;

— des armatures de répartition satisfaisant aux mêmes conditions que celles énoncées pour les réservoirs (ou les cuves) parallélépipédiques (§ 7.5.1).

Dans le cas où deux nappes sont nécessaires (parois de plus de 15 cm d'épaisseur), la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales.

7.5.3 Piscines

Le calcul est analogue à celui des réservoirs parallélépipédiques, mais ici, étant donné la hauteur relativement faible des parois vis-à-vis des dimensions en plan, l'assimilation des parois à des consoles encastrées dans le radier et soumises à une pression hydrostatique est généralement mieux appropriée. Les efforts de traction horizontaux dans les parois doivent être équilibrés par des armatures calculées à cet effet. Les contraintes limites admises dépendent du type de piscine (enterrée, en superstructure ou à fort gradient de chauffage).

L'épaisseur minimale des éléments doit être de 12 cm pour les radiers et 15 cm pour les parois.

L'exécution exige des précautions particulières : en l'absence d'une technique spéciale pour restreindre les effets du retrait, les radiers de plus de 100 m² de surface sont coulés par bandes indépendantes de 5 à 10 m de largeur, parallèlement au petit côté du bassin, ou par plots, en réservant sur le pourtour de ceux-ci un espace libre de 25 à 50 cm de largeur. Les raccords entre bandes ne sont coulés qu'au moins cinq jours après la fin du bétonnage de celles-ci.

Les parois de longueur supérieure à 18 m sont coulées, comme les radiers, par bandes indépendantes en suivant les mêmes règles que précédemment.

■ Dispositions particulières

Lorsque les murs périphériques sont solidaires du radier, il y a lieu de prévoir un chaînage ou une lisse en tête de ces murs (figure 41) et d'y placer une section d'armatures filantes (en cm²) au moins égale à $b^2/100$, avec b , largeur du mur en cm.

Il convient, en outre, de respecter les conditions minimales suivantes :

— dans les radiers, une seule nappe en partie supérieure avec, dans chaque sens, une section minimale de 2,4 cm² par mètre pour les bassins de 25 m de longueur et 6 cm² par mètre pour les bassins de 50 m, avec interpolation linéaire entre ces deux valeurs ;

— dans les parois, quadrillage d'armatures sur chaque face ; la section totale (en cm²/m) des armatures d'une paroi doit, dans chaque direction, être au moins égale à :

$$\text{Max} \left[0,1 \frac{\ell_c}{3} ; 2,4 \text{ cm}^2 \right]$$

avec ℓ_c (m) distance entre les joints de clavetage.

Le diamètre des armatures doit être d'au moins 6 mm ; les espacements entre barres ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées dans le tableau 7.

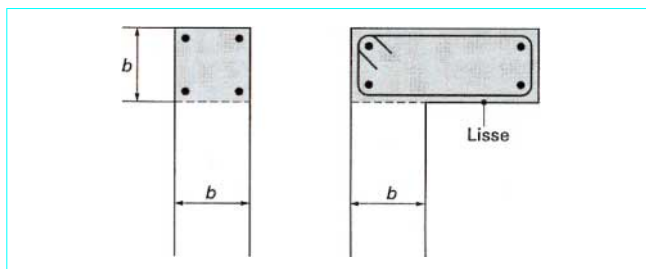


Figure 41 – Chaînages en tête d'une paroi de piscine

Tableau 7 – Espacements maximaux entre barres dans les parois des piscines

Épaisseur b de la paroi considérée	Sens principal	Sens répartition
$b < 0,15$ m	0,15 m	0,20 m
$0,15 \leq b < 0,30$ m	0,20 m	0,25 m
$0,30 \leq b$	0,25 m	0,25 m

7.5.4 Réservoirs surélevés sur tours ou sur pylônes (châteaux d'eau)

Le type le plus classique comporte une cuve cylindrique, couverte par une coupole sphérique. À la partie inférieure de la cuve, un tronc de cône renversé assure le raccordement avec la tour ou le pylône support (figure 42). De nombreux exemples se rencontrent dans la campagne française. Leur effet dans le paysage est peu heureux.

Actuellement, lorsqu'un réservoir doit être surélevé, on recherche généralement un effet architectural, ce qui aboutit à des châteaux d'eau à méridiennes variées (figure 42). Le calcul des cuves fait alors appel à la théorie des coques minces.

Les **tours-supports** peuvent être cylindriques ou tronconiques. Leur calcul rentre dans le cas général des ouvrages à section annulaire (§ 6.1.1).

Pour des réservoirs de faible capacité sur tour peu haute, l'épaisseur de la paroi est constante (minimum : 12 cm lorsqu'on emploie des coffrages glissants) avec une seule nappe d'armatures répartie par moitié en cerces et en barres verticales. Pour des réservoirs importants, l'épaisseur de la paroi est variable, à moins de prévoir des nervures de raidissement parallèles aux génératrices de la tour (6 à 8 sur la périphérie) et des ceintures horizontales. Un quadrillage d'armatures est prévu sur chacune des faces ; le volume relatif minimal dans les deux sens est égal à 0,25.

Les textes réglementaires prévoient une limitation de la contrainte de compression du béton en service à la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{h_0 + 0,55}{3} f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 400 \frac{h_0}{d_t} \text{ (en MPa)}$$

avec h_0 (m) épaisseur de la paroi,

d_t (m) diamètre du feuillet moyen de la tour-support au niveau où l'on effectue la vérification.

Les **pylônes** sont formés de poteaux verticaux ou légèrement inclinés, réunis par des entretoises horizontales. Un pylône constitue une ossature en cadres superposés réalisant, en plan, un système fermé.

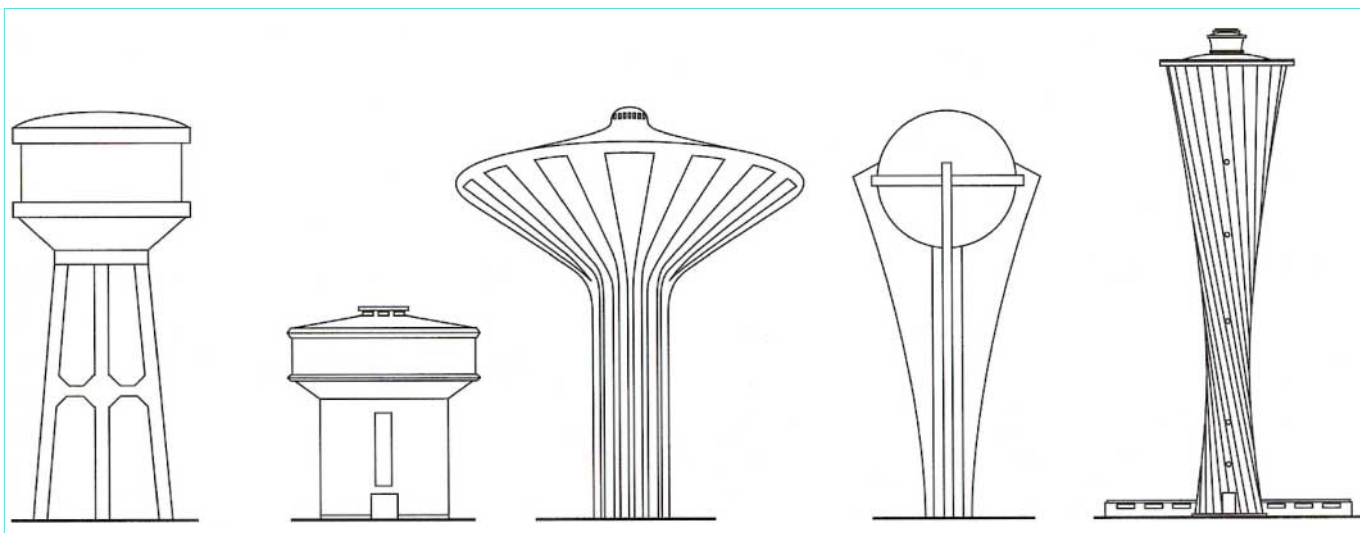


Figure 42 – Exemples de châteaux d'eau

Il faut étudier les effets des charges verticales et du vent ; on limite souvent l'étude de ce dernier aux deux cas suivants :

- vent soufflant parallèlement à un plan diamétral passant par un poteau ;
- vent soufflant perpendiculairement à un plan contenant deux poteaux consécutifs.

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement.

7.6 Cuvelages

Les cuvelages des parties immergées des bâtiments font l'objet du DTU 14.1 [96].

En ce qui concerne l'action de l'eau, ce texte définit trois niveaux :

- EB, niveau des plus basses eaux ;
- EH, niveau des plus hautes eaux, qui correspond à la crue décennale ;
- EE, niveau exceptionnel et conventionnel, qui est celui des plus hautes eaux prévisibles, augmenté de 0,50 m.

Le niveau EB donne les actions permanentes ; la différence EH-EB définit l'action variable ; la différence EE-EB définit l'action accidentelle.

On retient :

- dans le cas d'une nappe, le niveau E ;
- dans le cas d'eaux d'infiltration ou de ruissellement, le niveau EB.

Le niveau retenu est, conventionnellement, désigné par E.

7.6.1 Actions et combinaisons d'actions

■ État-limite d'équilibre statique

Pour chaque point porteur, les charges verticales descendantes nominales limitées aux actions permanentes doivent être au moins égales à 1,05 fois les charges ascendantes résultant de l'action de l'eau supposée au niveau E.

■ États-limites ultimes de résistance

● en combinaison fondamentale :

– lorsque l'eau est l'action variable de base, les coefficients de pondération sont de :

- 1,5 pour sa partie variable,
- 1,3 pour sa partie permanente ;

– lorsque l'eau est une des actions d'accompagnement, le coefficient ψ_0 associé est pris égal à 0,77.

● en combinaison accidentelle :

- lorsque l'eau est l'action accidentelle, on se réfère au niveau E ;
- lorsque l'eau n'est pas l'action accidentelle, on retient comme valeur fréquente et comme valeur quasi permanente la différence des niveaux EH-EB.

■ État-limite d'ouverture des fissures

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions suivantes :

- | | | |
|--|---|----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> – charges permanentes – action de l'eau – action latérale des terres | } | affectées du coefficient 1 |
|--|---|----------------------------|

– autres actions variables, affectées du coefficient $\psi_0 = 0,77$.

Pour l'enveloppe située sous le niveau de l'eau envisagé, il convient de vérifier que les contraintes limites de traction de l'acier et du béton ne sont pas dépassées.

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, cette double vérification n'est à effectuer que pour les sections droites tendues, du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation, l'eau étant définie par son niveau E.

Pour les cuvelages à structure relativement étanche, la vérification de la contrainte de traction de l'acier est à faire pour les deux faces de la paroi ; la vérification de la contrainte de traction du béton doit être faite pour les sections droites tendues sur la face opposée à celle en contact avec l'eau, et uniquement dans le cas de traction simple ou de flexion composée avec traction, lorsque l'excentricité e_0 de la force de traction extérieure est au plus égale à la demi-épaisseur h_0 de la paroi ($e_0 \leq 0,5 h_0$).

● Contrainte limite de l'acier tendu

Elle est définie par :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + 30 \eta \leq \frac{2}{3} f_e \text{ (MPa, mm)}$$

η , f_{t28} et ϕ ont été définis au paragraphe 7.4.

$\alpha = 320$, quelle que soit la nature du revêtement d'imperméabilisation.

La majoration de 30η (soit 48 MPa) ne peut être appliquée dans le cas d'eaux saumâtres ou agressives.

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, dans le cas des sections droites tendues du côté en contact avec l'eau, on prend :

- pour l'eau définie par son niveau EB : $\alpha = 320$;
- pour l'eau définie par son niveau EH : $\alpha = 320 \sqrt{2}$;
- pour l'eau définie par son niveau EE : $\alpha = 320 \sqrt{3}$.

● Contrainte de traction limite du béton

Elle est définie par :

$$\bar{\sigma}_{bt,h} = 1,1 \theta f_{t28}$$

avec $\theta = 1$ dans le cas de la traction simple,
 $\theta = 1 + \frac{4}{3} \frac{e_0}{h_0}$ dans le cas de la flexion plane composée, lorsque l'excentricité e_0 de la force extérieure est au plus égale à la demi-épaisseur de la paroi ($e_0 \leq 0,5 h_0$),
 $\theta = \frac{5}{3}$ dans les autres cas.

7.6.2 Dispositions constructives

- Le diamètre des armatures doit être au moins égal à 6 mm.
- L'enrobage minimal des armatures est celui défini par les Règles BAEL augmenté de 3 cm dans le cas des parois moulées.
- Dans les zones où la paroi est armée et pour la face concernée, la distance libre entre les aciers ne peut excéder pour chaque lit :
 - dans le sens principal (porteur) : $\text{Min}[0,33 \text{ m} ; 1,5 h_0]$;
 - dans le sens de la répartition : $\text{Min}[0,45 \text{ m} ; 1,5 h_0]$.
- Sur toute face de paroi recevant un revêtement d'imperméabilisation et sur les zones tendues de la face opposée, la section minimale d'armatures est égale à :
 - $5 h_0 \leq 2 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les radiers ou murs coulés soit avec des zones de clavetage, soit en alternance (h_0 , épaisseur de la paroi, en m) ;
 - $10 h_0 \leq 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les autres radiers ou murs.

8. Silos, magasins de stockage et silos-réservoirs

8.1 Silos

Un silo est un ouvrage normalement destiné au stockage de produits pulvérulents et secs. Un silo isolé comporte un corps vertical à section constante, mais, fréquemment, plusieurs cellules à section droite polygonale ou circulaire sont accolées : l'ensemble constitue alors une **batterie** de silos. Dans un tel cas, les cellules ont, deux à deux, une paroi ou une génératrice commune. Quatre cellules circulaires accolées isolent entre elles une cellule dite « en as de carreau », également utilisée pour le stockage.

Les phénomènes qui se produisent à l'intérieur d'un silo lors du remplissage ou lors de la vidange sont complexes et difficiles à appréhender par des lois simples. Parmi les diverses méthodes de détermination des actions dans les silos, celles qui sont généralement utilisées font état de courbes de poussée avec asymptote, le plus souvent de type exponentiel.

Pendant très longtemps, en France, on a appliqué la formule dite de Koenen-Janssen (1895) avant que des résultats expérimentaux ne montrent que certaines des hypothèses adoptées par Koenen étaient incorrectes. La théorie des silos a fait un pas décisif, d'abord en 1956 lorsque MM. Caquot et Kérisel ont montré qu'il fallait considérer deux états distincts de contraintes sur la paroi, l'un au remplissage et l'autre à la vidange, puis en 1964 lors de la publication des normes allemandes DIN 1055-1 et -6.

Il a cependant fallu attendre 1975 pour que paraissent en France les premières « Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton ». Ces Règles ont été révisées en juillet-août 1986 [106]. Elles fixent de manière **indissociable** : un domaine de définition du silo, une méthode de calcul des pressions exercées sur les parois, ainsi que des valeurs numériques **conventionnelles** pour les paramètres caractérisant un certain nombre de produits couramment ensilés et des coefficients numériques à prendre en compte pour l'interaction nature du produit-nature de la paroi.

Ces Règles, auxquelles il convient de se reporter pour de plus amples détails, s'appliquent uniquement aux produits pulvérulents et excluent de leur domaine d'application ceux qui possèdent ou peuvent acquérir une cohésion.

Ces derniers exigent toujours une étude spécifique appropriée. Ils ont en effet souvent donné lieu à de graves mécomptes, car ils sont sujets à un phénomène de prise en masse avec retrait, qui s'accompagne d'une diminution considérable du frottement de la matière ensilée sur les parois et d'un accroissement corrélatif des pressions sur les fonds. Si ce phénomène n'a pas été correctement pris en compte, les pressions sur les fonds peuvent excéder largement les valeurs qui ont été admises pour calculer et armer ces derniers. Les désordres, tels que des arrachements, qui en résultent, nécessitent des réparations longues et coûteuses et entraînent inévitablement des pertes d'exploitation importantes pendant la durée de celles-ci. De même, certains systèmes d'extraction dits **planétaires** peuvent donner naissance à des dissymétries d'efforts et à des effets dynamiques générateurs de désordres à la base des silos (vidange dite structurellement anormale, cf. § 8.1.6) car fréquemment sous-estimés.

8.1.1 Valeurs caractérisant le produit ensilé et son interaction avec la paroi

Un produit ensilé est caractérisé par :

- son poids volumique γ ;
- son angle de frottement interne φ ;
- son angle de frottement δ sur la paroi du silo.

γ , φ et δ sont supposés constants ; γ et φ sont définis **conventionnellement** pour un certain nombre de produits de base (tableau 8).

Les parois en béton sont classées en trois catégories :

- paroi A : paroi à cannelures horizontales ;
- paroi B : béton non revêtu ;
- paroi C : béton revêtu d'une peinture.

Dans les Règles professionnelles, la valeur conventionnelle de l'angle de frottement δ sur la paroi est définie par la relation :

$$\tan \delta = \rho \tan \varphi$$

Les valeurs **conventionnelles** de ρ sont données dans le tableau 9.

Tableau 8 – Poids volumiques et angles de frottement interne conventionnels de différents produits

Produit	γ (kN/m ³)	φ (°)
Ciment (1)	14,7	28
Clinker	14,7 à 15,7	33
Cru de cimenterie (1)	13,0	26
Plâtre (1)	12,25	25
Poudre de charbon (1)	8,35	25
Blé	8,35	26
Maïs	7,85	24
Orge	8,1	24
Colza	7,0	24
Soja en graines	7,5	27
Tournesol	5	22
Sorgho	7,35	23
Riz décortiqué	8,6	30
Farine de blé (1)	8,8	20
Sucre granulé	9,0	30

(1) Si la hauteur h de produit stocké au-dessus du plan de base dépasse 10 m, multiplier les valeurs de γ par $1 + \frac{h-10}{500}$.

Tableau 9 – Valeurs conventionnelles du rapport $\rho = \tan \delta / \tan \varphi$

Granularité (selon type de produit)	Paroi A	Paroi B (1)
Poudres	0,87	0,80
Petits grains (céréales, sucre) sauf cas spéciaux	0,87	0,75 (1)
Gros grains (clinker)	0,87	0,70
Cas spéciaux (oléagineux, riz)	0,75	0,65

(1) Seul produit ayant fait l'objet d'essais pour une paroi C, le sucre, avec $\rho = 0,50$.

8.1.2 Terminologie

Le **rayon hydraulique** r_h est le rapport de l'aire de la section droite d'une cellule à son périmètre :

- $r_h = \frac{R}{2}$ pour une cellule circulaire de rayon R ;
- $r_h = \frac{ab}{a+b}$ pour une cellule rectangulaire $2a \times 2b$.

La **rive de remplissage** R_r est la ligne d'intersection des parois du silo avec la **surface de remplissage**, limitant supérieurement le volume du produit ensilé (figure 43).

Le **plan moyen de remplissage** P_r est le plan horizontal délimitant le même volume de produit que la surface de remplissage S_r .

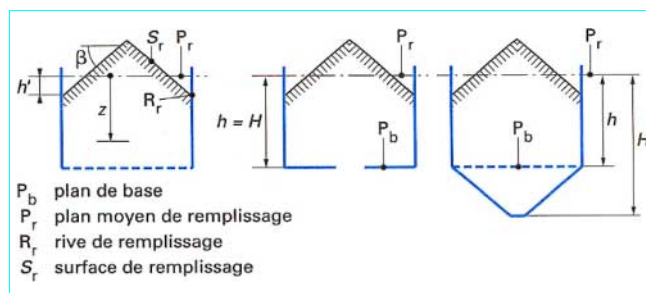
Ce plan est pris pour origine des abscisses de profondeur z .

Le **plan de base** P_b est le plan horizontal le plus profond coupant le silo suivant sa section courante S . Sa cote est h . La profondeur à laquelle se trouve l'orifice de vidange est désignée par H .

Pour un silo circulaire à admission centrale, si β est l'angle du cône formant le talus supérieur avec le plan horizontal, la profondeur h' de la rive de remplissage est :

$$h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta$$

On appelle **élancement** le rapport H/r_h .

**Figure 43 – Silos : notations et terminologie**

8.1.3 Domaine d'application des formules du type « silos »

Les formules qui suivent ne s'appliquent qu'aux cas où :

- $H/r_h \geq 3,5$;
- $r_h \leq 7,50$ m dans le cas, traité ici, de vidange « normale » ;
- $h - h' \geq 0,6 H$.

8.1.4 Actions exercées par la matière ensilée

Les formules données ci-après sont indissociables des valeurs conventionnelles adoptées pour les paramètres γ , φ et ρ (tableaux 8 et 9).

Les hypothèses, ainsi que le développement des calculs qui conduisent à ces formules peuvent être trouvées en [111].

Pour l'étude mathématique, on considère l'équilibre d'une tranche de matière comprise entre deux surfaces U et $U + dU$ dites « conjuguées », déduites par translations verticales vers le bas de la surface de remplissage. Le volume de matière compris entre ces deux surfaces est en équilibre sous l'action de son poids, de celui de la matière située au-dessus du volume considéré, de la réaction de la matière située au-dessous et de l'effort de frottement contre les parois.

Les cotes de profondeur sont mesurées par rapport au niveau horizontal du plan moyen de remplissage (cote zéro, prise pour origine).

On désigne par (figure 44 et 45) :

- n la composante normale de la contrainte appliquée à la paroi du silo le long du contour d'une surface U donnée ;
- t la composante tangentielle, verticale, de la même contrainte, définie par $t = n \tan \delta$;
- w la contrainte verticale par unité de surface en projection horizontale agissant en tout point de la surface U , et supposée constante sur toute cette surface ;
- λ le rapport n/w qui, comme n et w eux-mêmes, ne dépend que de la surface U considérée ;
- T la résultante des forces de frottement agissant sur une bande de largeur unitaire entre la rive de remplissage et la profondeur z .

En pratique, deux états de la matière sont à considérer, et les calculs doivent être successivement conduits pour chacun d'eux. Dans chacun de ces états, dits état 1 et état 2, le paramètre λ conserve une valeur constante pour toutes les surfaces U .

■ **L'état 1** est caractérisé par un équilibre limite correspondant à l'apparition de plans obliques de glissement au voisinage immédiat de la paroi verticale ; il conduit aux valeurs les plus fortes de la pression moyenne v sur un plan horizontal.

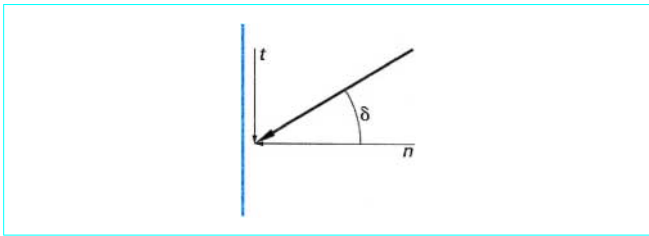


Figure 44 – Actions sur la paroi d'un silo

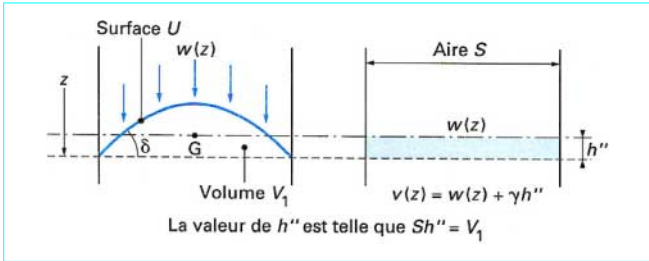


Figure 45 – Pression verticale sur le plan de cote z

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta$$

avec $m = \sqrt{1 - \rho^2}$.

■ L'état 2 correspond en principe au glissement en bloc du « stock-modèle » (stock compris entre la surface U et la surface de remplissage) le long des parois internes ; il conduit aux valeurs les plus défavorables des actions n , t et T appliquées à la paroi verticale.

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_2 = \cos^2 \delta$$

À la valeur de λ relative à chacun des deux états d'équilibre, on fait correspondre une **hauteur de référence** z_0 définie par :

$$z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta} \quad (z_{01} \text{ associé à } \lambda_1, z_{02} \text{ associé à } \lambda_2)$$

Dans ces conditions, on peut montrer que l'expression de la composante nominale horizontale n prend la forme :

$$n(z) = \gamma \lambda z_0 \left[1 - \exp \left(- \frac{z - h''}{z_0} \right) \right]$$

avec h'' profondeur de la rive de remplissage du stock-modèle par rapport au plan moyen de remplissage (qui est aussi la hauteur moyenne de produit entre la surface conjuguée U et le plan horizontal de sa rive).

Pour un **silo à section circulaire** :

$$h'' = \frac{1}{2} r_h \tan \delta$$

Pour un **silo à section polygonale**, bien que la courbe d'intersection de la surface de remplissage et des parois ne soit pas une courbe plane, contenue dans un plan horizontal, les Règles « Silos » définissent néanmoins une valeur du paramètre h'' considérée comme constante, ce qui permet d'étendre au cas des silos à section non circulaire la validité des formules établies pour les silos à section circulaire.

Pour un **silo à section rectangulaire** $2a \times 2b$ ($a \leq b$) :

$$h'' = \frac{a}{8} \left(3 - \frac{a}{b} \right) \tan \delta$$

La pression nominale moyenne sur le plan de base ($z = h$) est :

$$v(h) = w(h) + \gamma h'' = \frac{n(h)}{\lambda} + \gamma h''$$

La résultante nominale T des forces de frottement t ($t = n \tan \delta$) agissant sur une bande de largeur unité entre la rive de remplissage et le plan de base est donnée, quelle que soit la forme du silo, par :

$$T = r_h [\gamma h - v(h)]$$

8.1.5 Actions corrigées

En raison des variations possibles du paramètre λ en fonction de la profondeur qui pourraient entraîner des sous- ou surpressions sur certaines parties de la hauteur, on prend, pour le calcul des parois sous l'action de la poussée horizontale :

$$n_c(z) = 1,15 n(z)$$

Pour tenir compte d'une part de l'incertitude relative à la loi de distribution de la pression sur le fond due à l'influence, que l'on ne peut évaluer, de la forme de ce dernier et du système de vidange, et d'autre part du risque de surpressions dues à des « ruptures de voûtes » au sein de la matière ensilée, on prend dans le calcul des fonds ou des trémies :

$$v_c(h) = 1,35 v(h)$$

(Compte tenu du caractère cumulatif de cette action, la valeur de T n'a pas à être majorée).

8.1.6 Actions sur le fond d'un silo

On n'envisage ici que le cas où la vidange est **normale**, c'est-à-dire où les trois conditions suivantes sont réunies simultanément :

- l'écoulement se fait exclusivement par gravité ;
- il n'existe aucune structure à l'intérieur du silo ;
- l'orifice ou les orifices de vidange sont situés sur le fond et entièrement contenus à l'intérieur d'un contour centré déduit du contour de la section du silo par une homothétie de rapport 0,4.

Si l'une au moins de ces trois conditions n'est pas remplie, on se trouve dans un cas de vidange **anormale**, qui peut être géométriquement, mécaniquement, ou encore structurellement, anormale. Les cas de vidange anormale sont trop nombreux et leur étude exige de trop longs développements pour qu'il soit possible d'en donner ici le détail. Se reporter en [106] [108].

Sur un fond plan horizontal, on admet que l'action exercée par la matière ensilée est une pression verticale uniformément répartie, égale à $v_c(h)$.

Pour un silo à trémie, à défaut d'autre méthode, les actions sur le fond incliné sont calculées à partir (figure 46) :

- de l'action verticale corrigée $v_c(h)$ à la profondeur h ;
- de l'action horizontale corrigée $n_c(z)$ à la profondeur $z(>h)$, cette action étant déterminée comme si, à cette profondeur, la paroi était encore verticale.

Au niveau z , la pression verticale est égale à la pression sur le plan de base, augmentée de celle due au poids de la matière contenue entre les cotes h et z , corrigée par le coefficient $k_v = 1,35$:

$$v' = v_c(h) + k_v \gamma (z - h)$$

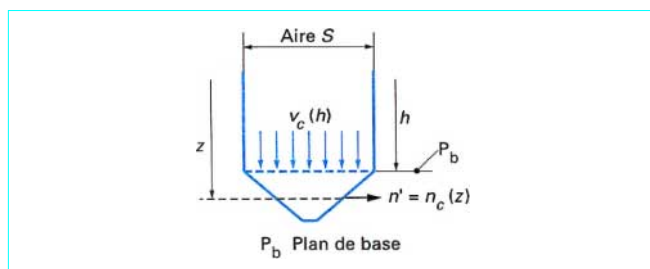


Figure 46 – Pression sur le fond d'un silo à trémie

Sur toute surface unitaire de paroi de trémie, à la profondeur z , d'obliquité α par rapport à l'horizontale (donc de hauteur $\sin \alpha$ en projection verticale et de longueur $\cos \alpha$ en projection horizontale) s'exerce une force ayant pour composantes :

- horizontalement : $n' \sin \alpha$, en posant $n' = n_c(z)$;
- verticalement : $v' \cos \alpha$; à cette composante vient s'ajouter le poids propre g correspondant à la surface unitaire de trémie considérée (figure 47).

8.1.7 Calcul

8.1.7.1 Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte sont celles dues aux :

■ charges :

- permanentes G (poids propre, équipements fixes, etc.) ;
- variable d'exploitation Q (matière ensilée, équipements mobiles, etc.) ;
- climatiques (vent W , neige S_n) ;
- accidentelles (séisme SI) et/ou autres charges, si les documents particuliers du marché en font état et en fixent les valeurs nominales.

■ déformations imposées T :

- effets de la température intérieure et extérieure ;
- effets du retrait.

8.1.7.2 Combinaisons d'actions

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, en dehors des situations accidentelles :

$$(C_1) = 1,35 G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_2) = G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_3) = G + 1,5 W + 1,3 Q + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, lors des situations accidentelles (séisme) :

$$(C_4) = G + Q + SI + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites de service (fissuration) :

$$(C_5) = G + Q + W + T$$

Dans toutes ces combinaisons, les actions dues à la matière ensilée qui rentrent dans le terme Q sont les actions déjà corrigées par les coefficients 1,15 ou 1,35 (cf. § 8.1.5).

Nota :

1. Dans toutes les combinaisons précédentes, la neige (S_n) peut être substituée au vent (W).
2. Il est rappelé que si l'on désigne par V le vent « normal » défini par les Règles NV 65, dans les combinaisons d'état-limite ultime, W représente 1,2 V alors que, dans les combinaisons d'état-limite de service, $W = V$.

Ainsi que nous l'avons déjà mentionné au paragraphe 6.1.3, les Règles professionnelles contiennent d'utiles indications pour la

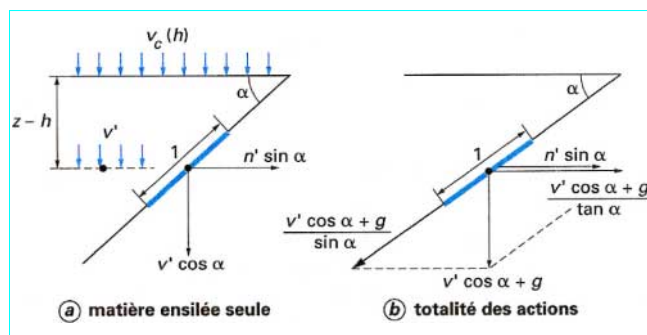


Figure 47 – Décomposition des forces dans une paroi de trémie

détermination des effets de la température et du retrait et, en particulier, pour la détermination du moment dû au gradient thermique $\Delta\theta/h_0$ résultant de la différence entre la température T_e de l'air extérieur et celle T_i soit du volume d'air confiné à l'intérieur du silo, soit du matériau stocké ($\Delta\theta < T_i - T_e$; h_0 épaisseur de la paroi).

8.1.7.3 Calcul des sollicitations

■ Silos à cellules rectangulaires

● Cellules

On considère, à différentes profondeurs, des cadres de hauteur unitaire soumis à la pression interne uniforme $n_c(z)$.

Ces cadres sont étudiés par les méthodes traditionnelles de la Résistance des Matériaux. Les parois sont soumises à la flexion composée avec traction (réactions des parois orthogonales).

● Trémies

Si α_a et α_b sont les inclinaisons des parois sur l'horizontale, la pression horizontale dans un cadre de hauteur unité suivant la pente et de dimensions moyennes $2a_z \times 2b_z$ prend les valeurs (figure 47) :

$$p_a = n' \sin \alpha_a + \frac{v' \cos \alpha_a + g}{\tan \alpha_a} \text{ sur le côté } 2a_z$$

$$p_b = n' \sin \alpha_b + \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\tan \alpha_b} \text{ sur le côté } 2b_z$$

avec g poids propre de la trémie et de ses équipements rapporté à l'unité de longueur de paroi.

Suivant la pente, les trémies étant suspendues aux parois, les efforts de traction à équilibrer par unité de longueur sont respectivement :

$$\frac{v' \cos \alpha_a + g}{\sin \alpha_a} \text{ et } \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\sin \alpha_b}$$

Les armatures correspondantes doivent être largement ancrées dans les parois verticales. Celles-ci sont, à leur base, calculées et armées comme des poutres-cloisons. Dans les goussets de raccordement entre les parois, on ajoute, parallèlement aux arêtes d'intersection, des **barres de suspension** dont le rôle est de reporter directement sur les poteaux une part importante des efforts.

■ Silos circulaires

● Cellules

Les parois sont soumises à un effort normal de traction dû à $n_c(z)$ et à des efforts de flexion dus (§ 6.1.3.2) :

- aux liaisons entre cellules accolées ;
- à la présence de cellules pleines contiguës à des cellules vides ;
- à l'action des matières stockées dans les cellules en as de carreau [107].

● **Trémies**

Elles se calculent comme précédemment, avec $\alpha_a = \alpha_b = \alpha$. On prévoit généralement une ceinture à la base des parois.

8.1.7.4 Justification des sections

La justification des sections est conduite conformément aux Règles BAEL, avec les adaptations suivantes :

- la contrainte limite ultime du béton comprimé est prise égale à :

$$\frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \psi_b$$

avec $\psi_b = 1$ si la température du béton ne dépasse pas 100 °C,

$$\psi_b = 1 - \frac{T - 100}{500} \quad \text{si la température } T \text{ du béton au point considéré de la section est telle que } 100^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} ;$$

— état-limite d'ouverture des fissures : les documents particuliers du marché définissent le degré de fissurabilité admis pour chaque ouvrage en fonction de la susceptibilité du produit stocké à l'humidité, de la présence éventuelle d'un revêtement, de la position relative de la paroi, intérieure ou extérieure, de l'environnement, etc.

En fonction du degré de fissurabilité admis, les parois sont classées en trois catégories :

- **première catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que la probabilité d'apparition des fissures soit aussi faible que possible ;
- **deuxième catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que l'ouverture des fissures soit aussi faible que possible ;
- **troisième catégorie** : parois dont la fissuration, tout en restant limitée, est censée ne nuire ni à l'exploitation ni à la durabilité de l'ouvrage.

Sous les sollicitations de service, la contrainte de traction des armatures, exprimée en MPa, est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28} \psi_b}{\varnothing}} \leq 150 \eta$$

avec η coefficient de fissuration de l'acier utilisé,
 $\varnothing$ (mm) diamètre des barres,
 f_{t28} (MPa) résistance caractéristique à la traction du béton,
 ψ_b coefficient défini précédemment.

et :

— **pour les parois de la première catégorie** : $\alpha = 400$; en outre, dans ce cas, pour chaque face et pour chaque paroi, le pourcentage $\bar{\omega}_{tf}$ d'armatures d'une direction donnée, situées au voisinage d'une face, défini par :

$$\bar{\omega}_{tf} = \frac{A}{bh_0} \quad (\text{figure 48})$$

doit être au plus égal à :

$$\bar{\omega}_{tf \max} = \frac{0,5 f_{t28} \psi_b}{0,87 \sigma_s - 15 f_{t28} \psi_b}$$

où σ_s désigne la contrainte maximale des aciers sous sollicitations de service ;

— **pour les parois de la seconde catégorie** : $\alpha = 450$ et le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi ne peut excéder 2 % ;

— **pour les parois de la troisième catégorie**, la seule condition imposée est $\sigma_s \leq 150 \eta$, le pourcentage total des armatures devant rester inférieur à 2 %, comme ci-dessus.

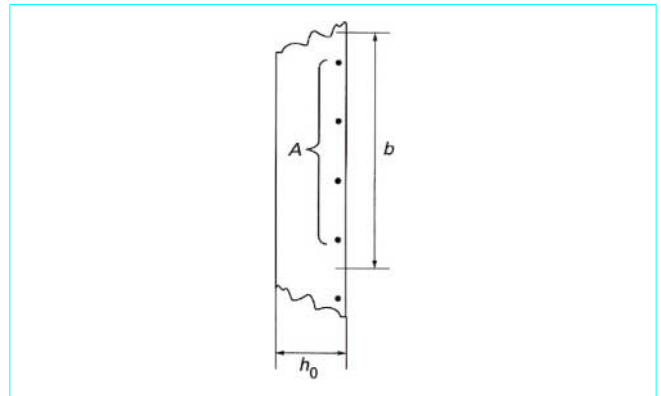


Figure 48 – Notations pour le calcul du pourcentage d'armatures

8.1.7.5 Dispositions constructives minimales

■ **Épaisseur minimale des parois**

Quel que soit le type de coffrage employé, la réalisation de paroi d'épaisseur inférieure à 15 cm exige des précautions et un soin particuliers.

■ **Armatures**

Quelle que soit la forme du silo, on prévoit normalement (impérativement pour les cellules de première catégorie) deux nappes d'armatures dans les parois, une près de chaque face.

Dans le cas de cellules circulaires, la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales.

● **Enrobage** : sauf cas spéciaux (par exemple stockage de produits abrasifs), l'enrobage minimal de toute armature est fixé à 2 cm.

● **Pourcentage minimal** : pour l'ensemble des faces, le pourcentage total d'armatures HA dans chaque direction doit être au moins égal à 0,2 % ; le rapport entre la section des armatures secondaires et celle des armatures principales ne peut être inférieur à 1/4.

● **Espacement maximal** des aciers verticaux : il est égal à :

$$\text{Max} [h_0 ; 20 \text{ cm}]$$

avec h_0 épaisseur de la paroi.

● **Recouvrements** : la proportion des barres en recouvrement dans une même section ne peut être supérieure à 1/2 ; cette valeur est réduite à 1/3 dans les sections soumises à la flexion composée avec traction, lorsque l'excentricité $e = M/N$ est telle que $e \leq 0,5 h_0$.

8.2 Magasins de stockage et silos-réservoirs

8.2.1 Magasins de stockage

Un magasin de stockage est un silo de type particulier, sans trémie inférieure (figure 49), caractérisé par :

$$\begin{aligned} H &\leq r_h \\ h &\approx H \\ h' &\leq 0,4 H \end{aligned}$$

(Pour la terminologie et les notations, voir paragraphes 8.1.1, 8.1.2 et 8.1.4).

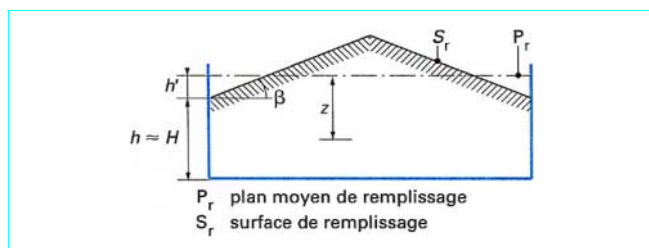


Figure 49 – Magasin de stockage

La vidange peut se faire soit par le haut, au moyen d'une benne, soit par le bas, par une galerie enterrée.

Étant donné leur faible élancement et leur souplesse relative, les silos de ce type sont plutôt assimilables à des murs de soutènement, et les formules données au paragraphe 8.1 ne leur sont donc pas applicables.

Lorsque la section en plan est polygonale ou curviligne, pour la détermination de l'action due à la matière stockée sur chaque tranche verticale de longueur unité, on néglige l'influence des actions sur les autres tranches. Dans le cas particulier d'une section en plan rectangulaire, pour la détermination de l'action sur une paroi quelconque, on néglige l'influence des trois autres parois.

8.2.1.1 Composante horizontale n sur la paroi

Dans ce qui suit, on conserve les désignations et les notations des Règles professionnelles (qui, en particulier, ne sont pas celles usuellement utilisées pour les coefficients de poussée). Les cotes de profondeur z sont comptées à partir du plan moyen de remplissage.

Deux états d'équilibre sont à considérer.

■ Premier état (état « 6 » selon les Règles professionnelles)

Le diagramme des pressions sur la hauteur $(h - h')$ se compose de deux droites (figure 50) :

— la première (droite I), définie à partir de la rive de remplissage (de cote $h - h'$) conduit à une pression horizontale :

$$n'_6 = \varpi'_6 \gamma (z - h')$$

avec ϖ'_6 coefficient de poussée active, pour un talus d'inclinaison β supposé infini, fonction de φ , δ (cf. § 8.1.1) et de β (cf. rubrique *Mécanique des sols* dans le présent traité) ;

— la seconde (droite II), définie à partir du plan moyen de remplissage, conduit à :

$$n''_6 = \varpi''_6 \gamma z$$

avec ϖ''_6 coefficient de poussée active sans talus ($\beta = 0$), fonction de φ et δ .

La valeur à retenir est : $n = \text{Min} [n'_6 ; n''_6]$.

■ Deuxième état (état « 7 » selon les Règles professionnelles)

Cet état n'est à considérer que pour le cas de vidange inférieure par galerie enterrée ; dans ce cas, les coefficients de poussée à considérer sont pris égaux à :

$$\varpi'_7 = \varpi'_6 + \frac{\varphi}{500} \text{ et } \varpi''_7 = \varpi''_6 + \frac{\varphi}{500}$$

où φ est exprimé en degrés.

Pour l'équilibre statique des parois latérales, chaque paroi peut être munie d'un talon arrière (côté intérieur) comme s'il s'agissait d'un mur de soutènement ou rendue autostable par tout autre procédé. Si l'on veut assurer l'équilibre par la paroi opposée, il faut

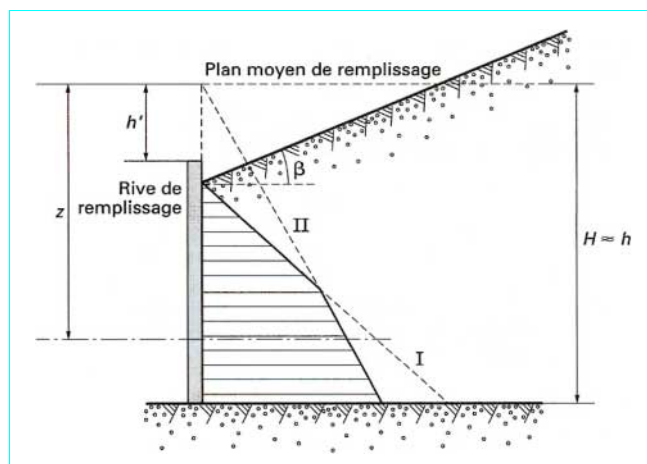


Figure 50 – Diagramme des pressions pour un magasin de stockage

envisager le cas où une des deux parois est dans l'état 6 et l'autre dans l'état 7, ou même déchargée.

L'équilibre des tirants inférieurs doit être étudié avec soin, surtout si le produit stocké repose directement sur un sol compressible.

Il faut alors considérer deux écrans différents :

- pour les sollicitations dans la paroi verticale : écran vertical avec δ voisin des valeurs indiquées au paragraphe 8.1.1 (tableaux 8 et 9) ;
- pour la vérification de l'équilibre de l'ensemble paroi-talon : écran incliné s'appuyant sur l'arête extrême supérieure de la paroi et l'arête supérieure du talon, avec $\delta = + \varphi$.

8.2.1.2 Composante verticale t sur la paroi

Elle est égale à :

$$t_i = n_i \tan \delta (i = 6 \text{ ou } 7)$$

8.2.1.3 Action sur le fond

z' étant la hauteur verticale de produit stocké au-dessus du point considéré : $v = \gamma z'$

Il faut éventuellement tenir compte des conditions de stockage de la matière ensilée (forme du talus après remplissage ; dissymétries éventuelles). Certaines matières, tels les nitrates, peuvent, dans des conditions particulières d'hygrométrie, perdre leur caractère pulvérulent. La poussée tend alors à s'annuler sans que la charge sur la fondation de la paroi (talon arrière) ne change, et il convient d'envisager cette hypothèse, le cas échéant, pour éviter des désordres.

■ D'utiles informations sur les magasins de stockage peuvent être trouvées en [207].

8.2.2 Silos-réservoirs

Un silo-réservoir (figure 51) est un ouvrage de stockage dont le développement relatif des parois latérales est plus important que celui du talus supérieur et de la trémie réunis et qui n'est ni un silo proprement dit, ni un magasin de stockage.

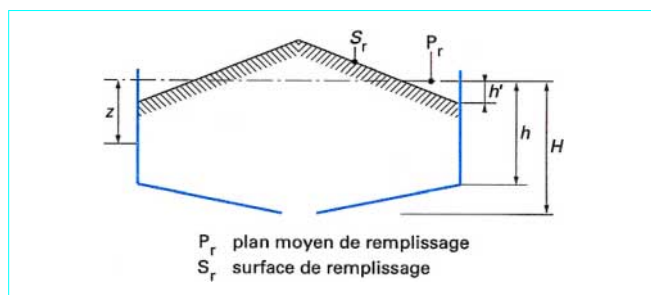


Figure 51 – Silo-réservoir

La méthode de calcul ci-après n'est applicable que si :

$$1,5 \leq \frac{H}{r_h} \leq 3,5$$

$$r_h \leq 7,5 \text{ m}$$

$$h - h' \geq 0,6 H$$

Dans ce qui suit, on suppose que le produit stocké rentre dans la catégorie « poudres, petits grains, gros grains », qu'il s'agit de parois de type A ou B, et on n'envisage que le cas d'une vidange normale.

La section horizontale du silo est soit un cercle, soit un polygone régulier, ou encore un rectangle. On suppose que l'effet de console verticale des parois encastrées dans le fond n'est pas prépondérant ; ce résultat peut être obtenu en organisant en anneau l'ensemble des parois latérales, ou en prévoyant des ceintures intermédiaires ou

supérieures, en sorte que ces structures fermées soient capables d'équilibrer au moins la moitié de l'action horizontale totale appliquée aux parois latérales.

Les actions v_c et t se calculent comme pour un silo « normal » (§ 8.1.4) et (§ 8.1.5), mais pour évaluer la pression horizontale $n_c(z)$, il faut substituer au coefficient 1,15 (§ 8.1.5) les coefficients :

$$k_{n_1} = 1 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \text{ pour l'état 1}$$

$$\text{et } k_{n_2} = k_{n_1} \left[0,85 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \right] \text{ pour l'état 2}$$

■ D'utiles informations sur les silos-réservoirs peuvent être trouvées en [207].

9. Ponts en béton armé

Le béton armé a permis de réaliser :

- de nombreux ouvrages courants de portée moyenne (jusqu'à 40 m environ), notamment du type *ponts à poutres sous chaussée*, dans lesquels la dalle sous chaussée sert de table de compression en travée aux poutres ;
- des ouvrages exceptionnels de types très divers (à poutres ou en arc).

Actuellement, le béton armé est essentiellement réservé à de petits ouvrages (ponts en cadre fermé ou en portique, ponts-dalles) ; dans les autres domaines, il est largement supplanté par le béton précontraint.