

Eurocodes 0 et 1

Application aux ponts routes et passerelles



Ressources, territoires, habitats et logement
Énergie et climat
Prévention des risques
Développement durable
Infrastructures, transports et mer

Présent
pour
l'avenir

Page laissée blanche intentionnellement

Guide méthodologique

Eurocodes 0 et 1

Application aux ponts routes et passerelles



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de rédaction :

- Yacine BEN-MILAD (DREIF)
- Gaël BONDONET (Sétra)
- Pascal CHARLES (EDF)
- Guillaume CHAUVEL (DIR méditerranée)
- Fernando DIAS (Sétra)
- Florent IMBERTY (RAZEL)
- Jean-Michel LACOMBE (Sétra)
- Gilles LACOSTE (Sétra)
- Eric LOZINGUEZ (ENTPE)
- Benoît POULIN (CETE de l'Ouest)
- Béatrice TRINQUIER (Sétra)
- Philippe VION (Sétra)

Participation et assistance :

- Sébastien BRISARD (Sétra)
- Jean-François DERAIS (DDE 45)
- Daniel LE FAUCHEUR (Sétra)
- Pierre MARCHAND (LCPC)
- Angel Luis MILLAN (Sétra)
- Michel PRAT (Sétra)
- Pierre PERRIN (Sétra)
- Claude LE QUERE (Sétra)

Groupe de relecture :

- Jean-Christophe CARLES (CETE Méditerranée)
- Tarek FAR (CETE Méditerranée)
- Renaud LEGLISE (CETE du Nord)
- Sébastien NEIERS (CETE de l'Est)

Groupe de coordination et d'animation :

- Gaël BONDONET (Sétra)
- Michel PRAT (Sétra)

Sommaire

Avant-propos	5
Chapitre 1 - Actions sur les structures	7
1 - Généralités	8
2 - Principes de justification des structures aux Etats Limites selon les Eurocodes	14
Chapitre 2 - Actions permanentes	17
1 - Valeurs caractéristiques des charges permanentes	18
2 - Charges dues à la pesanteur	18
3 - La précontrainte	19
4 - Actions permanentes des terres et de l'eau	19
Chapitre 3 - Actions dues au trafic routier	29
1 - Effets extrêmes du trafic normal (LM1-LM2-charges de piétons et charges horizontales) sur les ponts routiers et passerelles piétons	30
2 - Charges d'exploitation sur les remblais	45
3 - Modèles de fatigue (FLM)	51
4 - Véhicules spéciaux sur les ponts (LM3).....	57
5 - Cas des passerelles	66
6 - Charges d'épreuve	68
Chapitre 4 - Actions climatiques	69
1 - Actions dues au vent	70
2 - Actions thermiques.....	103
3 - Action de la neige	108
Chapitre 5 - Actions accidentelles	109
1 - Chocs routiers sur piles de ponts	110
2 - Choc sur le tablier	145
3 - Chocs de bateaux	147
4 - Chocs sur dispositif de retenue	149
Chapitre 6 - Actions en cours d'exécution	153
1 - Généralités et classification des actions à prendre en compte en cours d'exécution	154
2 - Situations de projet et états limites en cours d'exécution	155
3 - Représentation des actions en cours d'exécution	156
4 - Combinaisons des actions en cours d'exécution	162
5 - Exemples d'application	165

Chapitre 7 - Combinaisons d'actions.....	177
1 - Généralités	178
2 - Valeurs caractéristiques des actions et groupes d'actions pour les ponts routes et les passerelles	179
3 - Combinaisons d'actions aux États Limites	190
4 - Combinaisons d'actions simplifiées (STR/GEO)	199
5 - Combinaisons d'actions pour les soutènements.....	201
Chapitre 8 - Paramètres à déterminer par le maître d'ouvrage.....	209
1- Eléments de choix de conception.....	211
Notations et symboles utilisés.....	213
Bibliographie.....	217

Avant-propos

Les eurocodes constituent un ensemble de normes élaborées au niveau européen avec comme ambition de contribuer à l'harmonisation des règles techniques de conception et de calcul des structures. Ils participent ainsi à l'harmonisation générale visée à l'échelle de l'Europe et contribuent à l'élimination des diverses entraves qui peuvent exister à la libre circulation des produits et des prestations de services. Après une longue période de gestation ayant d'abord conduit à la parution de normes européennes expérimentales (XP ENV ou ENV), les eurocodes actuels (EN) sont le résultat de la transformation sur une période relativement courte de cet ensemble de textes expérimentaux. Ils ont ainsi nettement gagné en cohérence et bénéficié d'une remise à jour proche des derniers développements techniques et scientifiques.

Le présent guide se limite à faciliter l'utilisation :

- de l'annexe A1 (partie A2 « pont ») de l'Eurocode EC0 (EC0 - Bases de calcul des structures) ;
- de l'Eurocode EC1 - Actions sur les structures, pour les parties relevant de la conception et du calcul des ouvrages d'art :
 - EC1-1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propre et charges d'exploitation pour les bâtiments,
 - EC1-1-3 : Charges de neige,
 - EC1-1-4 : Actions dues au vent,
 - EC1-1-5 : Actions thermiques,
 - EC1-1-6 : Actions en cours d'exécution,
 - EC1-1-7 : Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions,
 - EC1-2 : Charges sur les ponts dues au trafic ;
- Le guide ne traite pas des parties suivantes de l'EC1 :
 - EC1-1-2 : Actions sur les structures exposées au feu,
 - EC1-3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines (pour mémoire),
 - EC1-4 : Actions sur les silos et réservoirs (pour mémoire).

Les notations officielles des normes sont NF EN1990/A1 et NF EN1991-1-X et complétées de AN pour les annexes nationales.

L'Eurocode EC0 et son annexe A2 sur les combinaisons d'actions (aussi désigné par EC0) traitent des principes et des exigences de base du projet. S'agissant notamment de combiner les actions en vue de définir les valeurs concomitantes à introduire dans les calculs, il s'applique de manière indissociable avec l'Eurocode 1 et les Eurocodes structuraux 2,3,4...

Note 1 - Cependant, il est utile de noter que le traitement complet d'une structure nécessite de se référer à d'autres Eurocodes ou parties d'Eurocodes, notamment les Eurocodes 2 à 6 pour la prise en compte des matériaux (béton, acier, mixte acier-béton, bois, maçonnerie), les Eurocodes 7 et 8 pour la prise en compte des interactions sol-structure en statique et en dynamique (calcul géotechnique et calcul sismique).

Note 2 - L'harmonisation totale des règles ne pouvant être atteinte dans la pratique qu'au terme d'une certaine période d'utilisation, il est prévu au stade initial que les Eurocodes contiennent des options ou des paramètres dont les choix incombent aux différentes autorités nationales. Ces choix peuvent donner lieu à des valeurs différentes de celles recommandées par les textes européens. Ils font alors l'objet, le cas échéant et pour chaque Eurocode, d'une annexe nationale où leurs valeurs sont précisées. Le présent guide se basera sur les choix français en les signalant et en les expliquant le cas échéant.

Il est clair que ce guide d'application ne se substitue pas à l'Eurocode 1 ou à l'annexe A2 de l'Eurocode 0. Il suppose connus, les principes et les méthodes développés dans ces Eurocodes. Son objectif est d'apporter certaines précisions concernant la description des actions réelles ou conventionnelles, ainsi que leur usage, dans le but de permettre une meilleure compréhension et interprétation des paramètres des modèles.

Ce guide a été réalisé pour accompagner le projeteur d'ouvrage d'art dans sa délicate quête d'informations et pour l'aider à faire en sorte que le passage des anciennes règles aux nouvelles se fasse sans heurt¹. Il ne délivre malheureusement pas l'utilisateur d'un important effort de familiarisation et d'apprentissage, car certaines actions à considérer sont nouvelles. Mais c'est certainement en prenant connaissance des applications et exemples concrets proposés dans ce guide que l'utilisateur s'appropriera au mieux les nouvelles règles.

Pour terminer, le caractère austère d'un tel ouvrage est inévitable. De plus, il est accentué par le très grand nombre et la diversité des sujets abordés. En conséquence, dans le but d'offrir une relative commodité de lecture, un effort particulier a été fourni pour rechercher la simplicité et la clarté dans les raisonnements ainsi que la logique dans l'enchaînement des sujets.

¹ Ce guide privilégie en effet la description des prescriptions ayant un caractère nouveau par rapport aux pratiques antérieures. Cependant, pour certaines prescriptions il est manifestement encore trop tôt pour bien cerner leur domaine d'utilisation et pour bien évaluer les conséquences de leur application. Leur importance ne pourra être évaluée qu'à la suite d'un bon retour d'expérience.

Chapitre 1

Actions sur les structures



1 - Généralités

1.1 - Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ou quasi-permanentes sont « de longue durée ». Elles regroupent les actions imposées ayant un caractère permanent (actions dues à la pesanteur : poids propre structure et équipements) mais également les tassements différentiels, les actions de la température (partie longue durée), l'action de la précontrainte (déformations imposées) et les actions de retrait et de fluage.

1.2 - Les actions variables climatiques (W, Q_{sn}, T)

Il s'agit des actions comme celle du **vent** ou de la **neige** ou celles dues aux variations de **température**.

Ces actions sont, la plupart du temps, définies au moyen de modèles de calcul simplifiés.

1.3 - Les actions variables d'exploitation (Q)

Les actions variables comprennent principalement :

- les **charges de trafic routier, piétonnier ou ferroviaire** et leurs effets dynamiques (le freinage ou l'accélération des véhicules). Ces charges sont applicables sur les ouvrages ouverts à la circulation des véhicules : les planchers, les plates-formes d'accès, les tabliers de pont, les dalles de parking, etc.
- les actions dues aux mouvements des fluides : vidange des réservoirs, jets d'hélice, actions des vagues sur les berges et les digues, actions dans les silos ;
- les vibrations dues au bruit, aux machineries en marche, aux moteurs, etc.

1.4 - Les actions accidentelles (Ad)

Les actions accidentelles sont de type aléatoire. Elles proviennent de phénomènes qui se produisent exceptionnellement. Elles regroupent un certain nombre d'actions dites « actions provoquées » ou « actions naturelles » et doivent être appliquées en situation accidentelle (états limites ultimes).

1.4.1 - Les actions accidentelles dites « provoquées »

Les actions accidentelles « provoquées » sont principalement dues à des chocs ou à des explosions.

Les chocs

Les chocs mettent souvent en cause des projectiles en mouvement. Ils sont fonction de la nature du projectile et de la nature de l'ouvrage percuté. Plusieurs types de chocs peuvent ainsi être distingués dans l'Eurocode traitant des actions accidentelles :

- les chocs sur le tablier ;
- les chocs de véhicules sur les piles de ponts autoroutiers ou ferroviaires ou les chocs des véhicules sur les équipements (chocs sur glissières ou sur barrières, déraillements, etc.) ;
- les chocs de navire sur les piles de pont (en site navigable), les quais ou les ouvrages à la mer.

Les explosions

Les explosions, détonation ou déflagration, sont des phénomènes violents accompagnés d'une libération soudaine d'énergie dans un espace restreint. Elles ne sont pas abordées dans ce guide sur les ponts.

1.4.2 - Les actions accidentelles dites naturelles

Les actions accidentelles « naturelles » sont dues en particulier :

- aux actions dynamiques de l'eau comme les courants, les crues, les fortes marées, les embâcles, les affouillements ;
- aux actions gravitationnelles comme les glissements de terrain, les chutes de pierres et de rochers (éboulements) et les avalanches ;
- aux actions tectoniques comme les séismes (mouvement des terres).

Ces actions sont souvent imprévisibles. Quand elles sont connues, les statistiques sont rares et inégalement réparties dans le temps et dans l'espace. Elles sont en effet sensibles à certaines variations saisonnières ou à des différences géographiques. Elles ne sont pas traitées dans ce guide.

1.5 - Les actions en cours d'exécution

Il peut s'agir d'actions fixes (matériel de chantier) ou variables (engins, personnels, etc.). Elles sont détaillées dans le chapitre correspondant.

1.6 - Les valeurs représentatives des actions

1.6.1 - Les actions permanentes

Selon l'EC0, section 4, § 4.1.2(2), la valeur caractéristique d'une action permanente G doit être déterminée de la façon suivante :

- si la variabilité de G est considérée comme faible, (la densité des matériaux change peu pendant la durée d'utilisation du projet), une valeur unique G_k est utilisée ;
- dans le cas contraire (si l'incertitude géométrique et l'incertitude sur la valeur de la densité des matériaux sont également faibles dans le cas général, ces incertitudes peuvent avoir des effets sensibles pour certaines structures), l'enveloppe de deux valeurs doivent être utilisées :

$$(G_{k,sup}, G_{k,inf}) \text{ ou } (\chi_{sup} \cdot G_k, \chi_{inf} \cdot G_k).$$

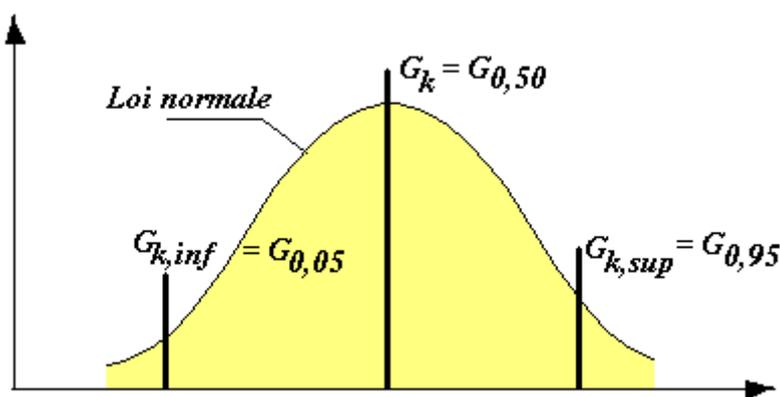


Figure 1-1 – Loi de distribution gaussienne d'une action variable

Selon l'EC0 section 4, § 4.1.2(3), la variabilité de G peut être négligée si G ne varie pas de façon significative pendant la durée d'utilisation de projet de la structure et si son coefficient de variation (i.e. indépendamment du temps) est faible. Dans le cas général, pour les Etats limites ultimes et les Etats limites de service, le poids propre peut être représenté par une valeur caractéristique unique G_k calculée sur la base des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes.

$$G_{k\text{sup}} = G_{k\text{inf}} = 1,00 \cdot G$$

Toutefois pour les dalles précontraintes et les poutres précontraintes minces, coffrées en place ou préfabriquées in situ, pour les Etats Limites de Service, les sollicitations sont sensibles à la géométrie du coffrage et à la position du câble. Il est alors nécessaire de représenter le poids propre par deux valeurs $G_{k\text{inf}}$ et $G_{k\text{sup}}$ obtenues à partir de la valeur nominale de G :

$$G_{k\text{sup}} = 1,03 \cdot G \quad G_{k\text{inf}} = 0,97 \cdot G \quad (\text{cf AN de l'annexe A2 EC0})$$

L'incidence des sollicitations de pesanteur sur les effets différés de la précontrainte sera évaluée sur la base de la valeur moyenne de G .

On distingue les remblais de « couverture » (remblais situés sur le tablier) des autres remblais. Pour les premiers, on peut adopter une fourchette sur le poids volumique, en raison essentiellement de l'incertitude sur leur hauteur réelle et de la grande influence de leur poids sur les sollicitations dans l'ouvrage. Pour les autres (remblais au-dessus des semelles et radiers et remblais techniques), par simplification, on peut adopter une valeur unique :

Remblais de couverture : $G_{k\text{sup}} = 1,10 \cdot G \quad G_{k\text{inf}} = 0,90 \cdot G$

Autres remblais : $G_{k\text{sup}} = G_{k\text{inf}} = 1,00 \cdot G$

Soutènement : $G_{k\text{sup}} = G_{k\text{inf}} = 1,00 \cdot G$

1.6.2 - Valeurs représentatives des actions variables

Soit Y une variable aléatoire constituant la valeur d'une grandeur mesurée chaque année : par exemple, la vitesse maximale du vent en un lieu donné, le niveau d'eau maximal d'un fleuve, ...

On suppose que les valeurs de Y obtenues d'une année à l'autre sont indépendantes. Soit une valeur particulière Y_0 de Y telle que la probabilité que Y_0 soit atteinte au cours d'une année est égale à "p", soit $P(Y > Y_0) = p$.

Soit la variable X_i définie par :

$$X_i = 1 \text{ si } Y_0 \text{ est atteinte au cours de l'année } i$$

$$X_i = 0 \text{ sinon}$$

donc

$$P(X_i = 1) = P(Y > Y_0) = p$$

Soit Z le nombre de fois où Y_0 est atteinte au bout de N années

$$Z = \sum_{i=1}^N X_i$$

On rappelle que la formule de l'espérance mathématique suivante fournit la valeur moyenne :

$$E(Z) = \int_{-\infty}^{+\infty} z \cdot f(z) \cdot dz \text{ avec } f(z) \text{ la densité de probabilité de } z$$

donc

$$E(Z) = \sum_{i=1}^N E(X_i)$$

or

$$E(X_i) = 1.P(X_i = 1) + 0.P(X_i = 0) = P(X_i = 1) \quad \text{et } P(X_i = 1) = p$$

donc

$$E(Z) = N.p$$

$E(Z) = 1$ signifie que Y_0 est atteint en moyenne une fois en N années et dans ce cas :

$$E(Z) = 1 \Leftrightarrow N = \frac{1}{p} = \frac{1}{P(Y > Y_0)}$$

Ainsi N est appelée période de retour de Y_0 , c'est à dire qu'en moyenne Y_0 est atteinte une fois au cours de N années ou la durée moyenne séparant le retour successif de Y_0 est de N années.

Plus généralement, les actions variables Q peuvent se renouveler un certain nombre de fois au cours d'une période de référence R .

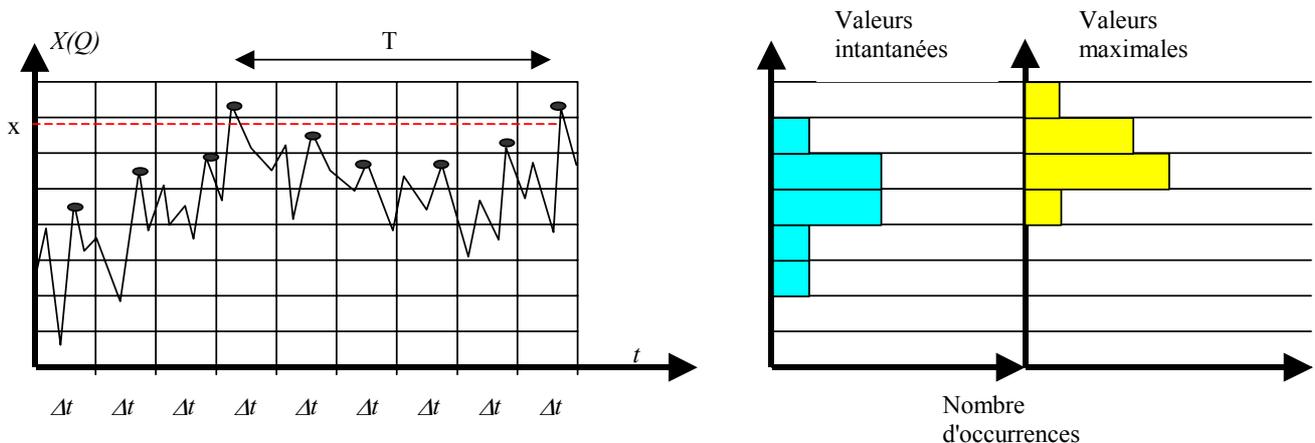


Figure 1-2 – Loi de distribution des valeurs instantanées et des maxima périodiques d'une action variable Q

Les valeurs représentatives X des actions variables Q sont définies par rapport à une période T dite «période de retour» d'une valeur x particulière de la variable aléatoire X de Q observée pendant la durée $\tau = \Delta t$. On montre que :

$$T(x) = \frac{\tau}{1 - F_{\tau}(x)}$$

$F_{\tau}(x)$ est la fonction de répartition de X relative aux intervalles de temps $\tau = \Delta t$

La période de retour correspond à l'intervalle moyen entre deux dépassements d'un même seuil par la variable $X(Q)$ telle que présentée à la Figure 1-2.

La probabilité « p_R » associée à une période de retour T est la probabilité de dépassement du maximum de $X(Q)$ sur la durée de référence $R = n \cdot \tau$:

$$T(x) = \frac{\tau}{1 - (1 - p_R)^{1/n}} \cong -\frac{n \cdot \tau}{\text{Ln}(1 - p_R)} \cong \frac{R}{p_R}$$

La valeur caractéristique Q_k d'une action Q est ainsi définie comme la valeur extrême de la variable correspondant à une probabilité p_R de dépassement choisie au cours d'une durée de référence R :

– Exemples de choix faits par l'EC0 :

Action	probabilité de dépassement p_R	période de retour T
Trafic routier sur les ponts	10% en 100 ans	1000 ans
Charges climatiques	2% par an	50 ans
Actions sismiques	10% en 50 ans	475 ans
Action eau	2% par an	50 ans

Tableau 1-1 – Périodes de retour fixées par l'Eurocode pour l'obtention des valeurs caractéristiques des actions.

Les valeurs représentatives des actions variables sont obtenues à partir de la valeur caractéristique Q_k et des coefficients ψ . On définit dans la norme les valeurs suivantes :

- $\psi_0 \cdot Q_k$ valeur de combinaison d'une action d'accompagnement
- $\psi_1 \cdot Q_k$ valeur fréquente d'une action de base
- $\psi_2 \cdot Q_k$ valeur quasi-permanente d'une action
- $\psi_{1, nfrq} \cdot Q_k$ valeur non-fréquente d'une action (non utilisée en France).

Le choix des valeurs représentatives $\psi_i Q_k$ choisies dans l'Eurocode telles qu'illustrées à la Figure 1-3 sont définies comme suit :

- Valeur quasi-permanente $\psi_2 Q_k$
 - bâtiments : la valeur fréquente $\psi_2 Q_k$ correspond à la valeur minimale de la charge variable Q pour laquelle la fraction du temps au cours de laquelle cette valeur $\psi_2 Q_k$ est dépassée représente 50% de la durée de référence.
 - trafic routier sur les ponts : elle est généralement nulle (sauf dans les combinaisons sismiques).
- Valeur fréquente $\psi_1 Q_k$
 - bâtiments : la valeur fréquente $\psi_1 Q_k$ correspond à la valeur minimale de la charge variable Q pour laquelle la fraction du temps au cours de laquelle cette valeur $\psi_1 Q_k$ est dépassée représente 1% de la durée de référence.
 - trafic routier sur les ponts : elle correspond à une période de retour d'une semaine.
- Valeur de combinaison $\psi_0 Q_k$
 - associée à l'emploi de combinaisons d'actions
 - prise en compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions indépendantes.

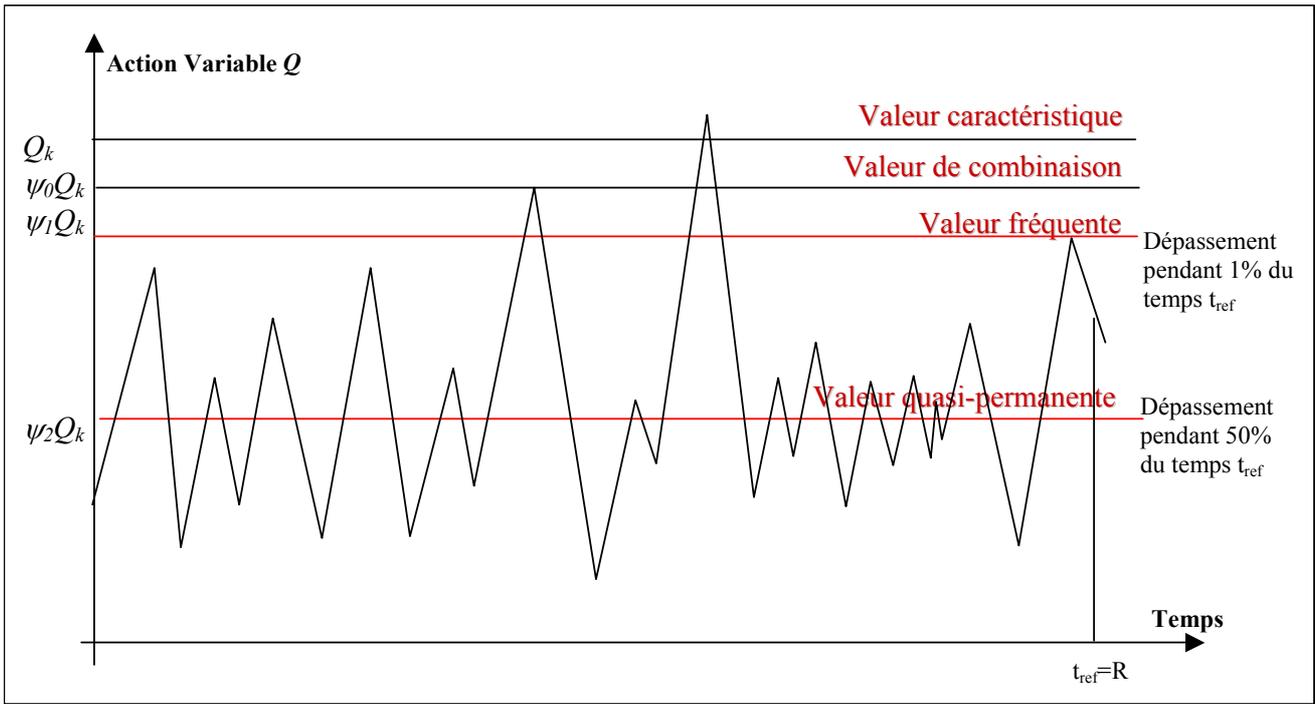


Figure 1-3 – Exemple de représentation de valeurs représentatives $\psi_i Q_k$ sur l'historique d'une action variable Q

2 - Principes de justification des structures aux états limites selon les Eurocodes

2.1 - Les exigences de base

Les exigences de base formulées par les Eurocodes pour la conception et le dimensionnement d'un projet n'ont pas changé par rapport aux règlements antérieurs : elles visent à assurer à toute structure des niveaux adéquats de **résistance**, d'**aptitude au service** et de **durabilité**. Toutefois, l'exigence vis-à-vis de la durabilité est formulée de manière plus explicite et requiert la spécification d'une durée d'utilisation de projet qui, pour les ponts, est prise généralement égale à 100 ans. Il est tenu compte des conditions d'environnement propres à chaque projet par l'intermédiaire de classes d'exposition préalablement définies en fonction de la nature des risques de corrosion et d'attaques et il est supposé qu'une maintenance normale et adaptée est effectuée pendant toute la durée d'utilisation du projet.

Les eurocodes supposent également que la conception puis la construction des ouvrages sont réalisés par des personnels qualifiés et expérimentés et que la surveillance et la maîtrise de la qualité soient effectives.

Des normes spécifiques traitent des exigences devant être satisfaites concernant l'exécution et la mise en œuvre (par exemple pour les ouvrages en béton, la norme NF EN 206-1).

2.2 - Principe de justification

Le principe de justification est basé sur la fiabilité des structures vis-à-vis de différents critères :

- les **états limites ultimes** qui concernent la sécurité des personnes et de la structure correspondent à la limite d'équilibre statique, la limite de résistance ou la limite de stabilité de forme. A cela s'ajoute l'état limite de fatigue, un état limite de résistance atteint dans des conditions particulières avec des niveaux de charge de service ;
- les **états limites ultimes accidentels** qui concernent la robustesse des structures dans le cas de situations accidentelles ;
- les **états limites de service** qui concernent le fonctionnement de la structure, le confort des usagers et l'aspect des constructions, sont définis par diverses limitations appropriées telles que :
 - la limitation des flèches de la structure (mi travée, extrémité de console, tête de pieux, palplanches, ...),
 - la limitation de la largeur d'ouverture des fissures pour la maîtrise de la fissuration, la limitation des contraintes dans les aciers, la limitation de la traction du béton pour les ouvrages en béton précontraint... ;
- la **durée de vie** qui concerne la durabilité de la structure, la tenue aux influences de l'environnement.

Les différents états limites ultimes sont les suivants :

EQU	Perte d'équilibre statique de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci, considérée comme un corps rigide, lorsque : - des variations mineures de la valeur ou de la distribution spatiale d'actions d'une source unique sont significatives, - et les résistances des matériaux de construction ou du sol ne sont généralement pas déterminantes.
STR	Défaillance interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments structuraux, y compris semelles, pieux, murs de soubassement, etc., lorsque la résistance des matériaux de construction de la structure domine.
GEO	Défaillance ou déformation excessive du sol, lorsque les résistances du sol ou de la roche sont significatives pour la résistance.
FAT	Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.
UPL	Soulèvement global de la structure ou du terrain provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales (EC7).
HYD	Soulèvement local du terrain, érosion interne ou érosion régressive du terrain sous l'effet des gradients hydrauliques (EC7).

Tableau 2-1 – Récapitulatif des différents Etats Limites Ultimes de Calcul

2.3 - Méthode de justification des structures

La méthode de justification, d'une manière générale, consiste d'abord à effectuer l'**analyse structurale** pour déterminer les sollicitations de calcul, mais aussi d'autres grandeurs caractéristiques comme les contraintes, les déformations, etc. Ceci s'effectue avec l'introduction dans les modèles de calcul de la structure, des **actions et des combinaisons d'actions** définies pour l'état limite considéré et le phénomène dont on souhaite étudier l'influence. On compare ensuite les résultats obtenus à partir de cette analyse à des valeurs qui caractérisent l'atteinte de l'état limite associé au phénomène étudié.

Aux ELU, vis-à-vis de la résistance par exemple, la justification est faite en montrant que les valeurs de calcul des sollicitations (encore appelées effets des actions E dans les Eurocodes) restent inférieures aux valeurs de calcul des résistances R (ou de l'effet des actions stabilisatrices) de calcul.

Etats limites ultimes de résistance (STR/GEO) :

$$Ed \leq Rd$$

Etats limites ultimes d'équilibre statique (EQU) :

$$Ed, dst \leq Ed, stb$$

Des coefficients partiels sont utilisés pour la définition des valeurs de calculs des variables de base (actions, résistances, données géométriques), pour couvrir une partie des nombreuses incertitudes qui existent et donner à la structure avec une approximation raisonnable la marge de sécurité souhaitée. En général ils interviennent comme majorants des actions et comme minorants des résistances.

Les valeurs de calcul et de résistance telles que présentées à la Figure 2-1 sont explicitées en détail dans l'ouvrage de J.A. Calgaro – Introduction aux Eurocodes – Sécurité des constructions et bases de la théorie de fiabilité.

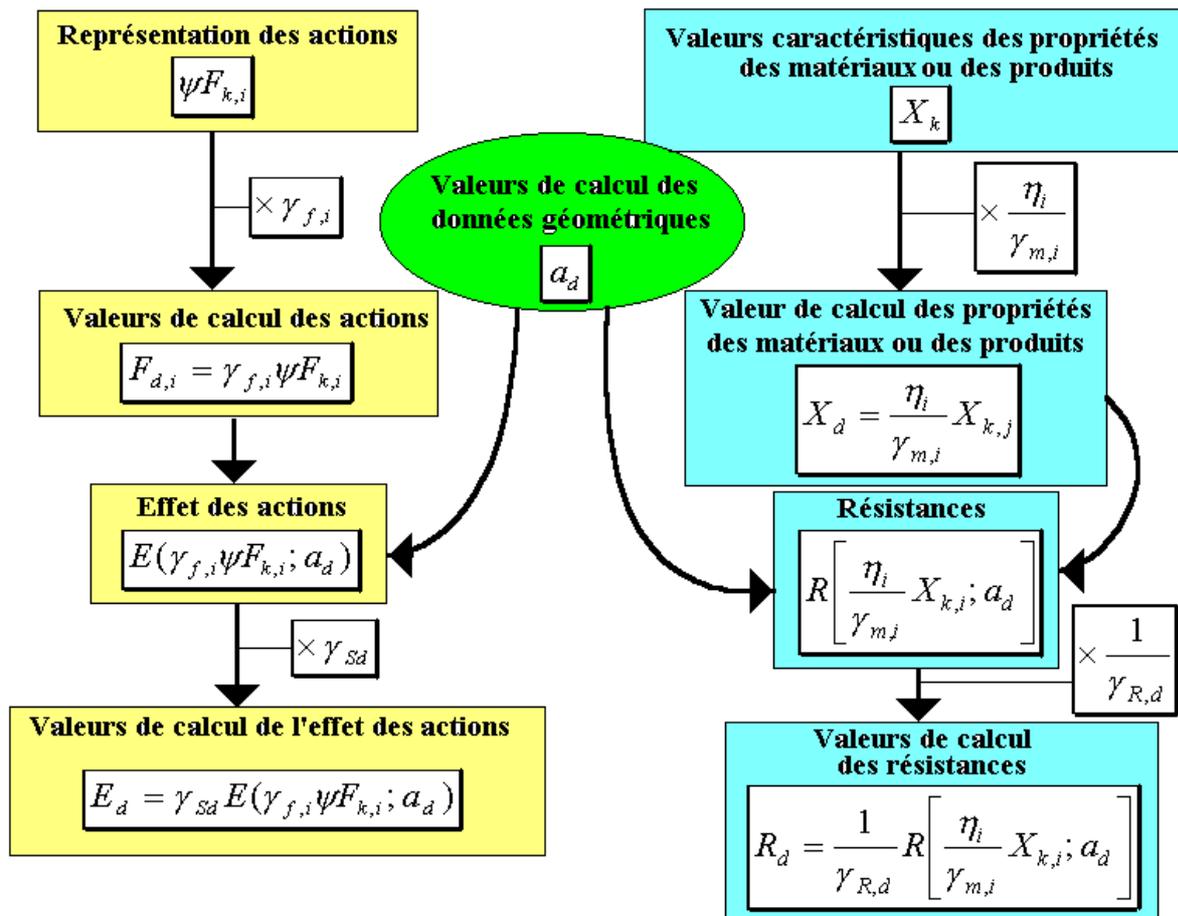


Figure 2-1 – Valeurs caractéristiques des effets des actions et des résistances

Les valeurs des sollicitations E_d sont obtenues après majoration des actions par divers coefficients (γ_f, γ_{sd}) (par exemple pour la valeur du coefficient ELU de 1.35, on avait respectivement 1,2 et 1,125 dans le fascicule 62 titre V). Les valeurs de résistance R_d sont obtenues après minoration des propriétés des matériaux par les divers coefficients ($\eta, \gamma_m, \gamma_{Rd}$) entrant dans la détermination de leur résistance. Par exemple (η) est un coefficient de conversion pour tenir compte soit de l'effet de la durée de la charge, soit du volume, soit de l'hygrométrie, etc.

Pour le béton (η) vaut (α_{cc}), (γ_m) vaut (γ_c) et $\left(\frac{1}{\gamma_{Rd}} \right)$ est le coefficient, par exemple, sur la limite de contrainte admissible du béton en compression (0,6) ou en traction. On se référera à l'ouvrage " Introduction aux Eurocodes. Sécurité des constructions et base de la théorie de la fiabilité" de J.A.Calgaro pour plus de détails.

État Limite de Service :

Aux ELS, en général, l'aptitude au service est démontrée en vérifiant que sur la base de la combinaison appropriée, les valeurs de calcul des effets (E) des actions spécifiées dans le critère d'aptitude au service ne dépassent pas la valeur limite de calcul du critère (C) d'aptitude au service considéré :

$$Ed \leq Cd$$

L'application de la méthode de justification fait ainsi appel à des actions, à leurs diverses combinaisons et à l'analyse structurale qui sont définies et précisées ci-après.

Exemples de critères à l'Etat Limite de Service :

- pour les ponts routiers : critères donnés dans les Eurocodes EC2-2, EC3-2, EC4-2 (non plastification des matériaux, limitation des ouvertures de fissures, respiration des âmes...);
- pour les passerelles piétonnes : critères de confort (guide méthodologique Sétra - AFGC).

Chapitre 2

Actions permanentes



1 - Valeurs caractéristiques des charges permanentes

Selon l'EC0, section 4, § 4.1.2(2), la valeur caractéristique d'une action permanente G doit être déterminée de la façon suivante :

- si la variabilité de G est considérée comme faible, (la densité des matériaux change peu pendant la durée d'utilisation du projet), une valeur unique G_k est utilisée,
- dans le cas contraire (l'incertitude géométrique et l'incertitude sur la valeur de la densité des matériaux sont également faibles dans le cas général; néanmoins, ces incertitudes peuvent avoir des effets sensibles sur certains États Limites de service de structures précontraintes), l'enveloppe de deux valeurs doit être utilisée : $(G_{k,sup}, G_{k,inf})$ ou $(\chi_{sup} \cdot G_k, \chi_{inf} \cdot G_k)$.

2 - Charges dues à la pesanteur

Les actions dues à la pesanteur proviennent du poids des éléments résistants (ossature) et des éléments pesants n'intervenant pas systématiquement dans la résistance (équipements, poids des terres, action de l'eau, etc.).

Les charges de poids propre sont évaluées à partir des densités des matériaux de construction (ou des matériaux entreposés) par référence aux tables officielles et aux fiches des fournisseurs, notamment pour les matériaux du bâtiment ou les matériaux spécifiques aux ponts, faisant mention :

- des structures,
- des superstructures (corniches, garde-corps, revêtement de chaussée, ballast, etc.),
- des appuis (pile, culée, semelle de liaison, radier, revêtement de tunnel, pieux, etc.).

Certaines charges de poids propre ne sont toutefois pas connues rigoureusement. Un supplément ou une insuffisance de poids (agissant favorablement ou défavorablement vis-à-vis d'une combinaison d'actions) peut être arbitrairement prévu pour prendre en compte des défauts de réalisation (calcul en fourchette).

Charges permanentes sans caractère particulier

Les charges permanentes sont calculées suivant les principes ci-dessus à partir des dimensions nominales et des poids volumiques ρ_v moyens. Certaines valeurs prédéfinies sont données par l'EC1-1-1, annexe A :

	ρ_v kN/m ³	Réf.	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Béton non armé	24.00	EC1-1-1, A	1.00	1.00	EC1-1-1, 5.2.3
Béton armé ⁽¹⁾	25.00				
Béton armé frais	26.00				
Acier de charpente	77.00				
Béton précontraint (Caisson) ⁽¹⁾	25.00		1.00	1.00	AN EC0-A2
Béton précontraint (Dalle) ⁽¹⁾	25.00		1.03	0.97	AN EC0-A2
Enrobés	24.00		1.40	0.80	EC1-1-1, 5.2.3
Étanchéité	24.00		1.40	0.80	EC1-1-1, 5.2.3
Tuyaux, réseaux	-		1.20	0.80	EC1-1-1, 5.2.3
Autres équipements.	-		1.00	1.00	EC1-1-1, 5.2.3

Tableau 2-1 - Valeurs caractéristiques des charges permanentes

¹ Cas d'un taux de ferrailage passif « normal (si le tablier est fortement ferrillé, prévoir 25.5 kN/m³)

3 - La précontrainte

La précontrainte est connue en force et en tracé. Elle est généralement modélisée sous forme d'actions extérieures appliquées aux sections du pont.

- **Précontrainte (EC2-1-1, 5.10.9 (ELS)- 5.10.8 et 2.4.2.2 (ELU))**

Les effets de la précontrainte moyenne sont donnés par :

$$P_m = P_{\max} - \Delta P : \text{précontrainte appliquée } P_{\max} \text{ diminuée des pertes } \Delta P.$$

A l'ELS en situation de service, les effets de la précontrainte caractéristique sont donnés par l'enveloppe :

$$P_{k,\text{sup}} = r_{\text{sup}} \cdot P_m \text{ et } P_{k,\text{inf}} = r_{\text{inf}} \cdot P_m$$

Avec :

	rsup	rinf	Réf.
Post tension avec armatures adhérentes (câbles intérieurs au béton)	1.10	0.90	EC2-1-1, 5.10.9
Pré tension ou armatures non adhérentes (câbles extérieurs au béton)	1.05	0.95	

Tableau 3-1 – Coefficients d'incertitude pour le calcul de la précontrainte caractéristique (ELS)

A l'ELU, $\gamma_p \cdot P_m$ avec $\gamma_p = 1,0$

4 - Actions permanentes des terres et de l'eau

4.1 - Charges et interactions sol-structure

D'un point de vue géotechnique, les actions peuvent avoir plusieurs origines possibles : les actions dues au sol, les actions transmises par le sol, les actions dues à l'eau.

Les actions dues au sol peuvent se traduire par :

- des effets pondéraux,
- des effets de poussée (rupture du sol),
- des effets liés à des déplacements d'ensemble du sol (poussée latérale ou frottement négatif).

4.1.1 - Actions de poids du sol

D'une manière générale, les actions du sol d'origine pondérale sont évaluées à partir des volumes de sol mis en jeu et du poids volumique de celui-ci. Les poids volumiques des sols sont déterminés de la façon suivante²:

- pour les sols rapportés, sauf circonstances particulières, leur poids volumique est de l'ordre de 20 kN/m^3 (il varie généralement de 18 kN/m^3 à 22 kN/m^3).
- pour les sols en place, les poids volumiques peuvent être évalués à l'aide de différentes mesures in situ ou en laboratoire (après prélèvements).

² CPC - Fascicule 62 - Titre V.

4.1.2 - Actions de poussée du sol

Dans les méthodes de dimensionnement classiques à la rupture, les effets de poussée du sol sur un ouvrage sont évalués à partir d'un modèle de fonctionnement, qui dépend du type de structure étudié. Le poids volumique du sol a la même valeur que pour l'évaluation des actions pondérales.

Par exemple, dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le volume des terres mis en jeu dépend du modèle adopté pour la mobilisation de la poussée. Lorsque les pressions des terres viennent d'un sol rapporté, l'évaluation des valeurs représentatives des actions correspondantes doit tenir compte de sa nature et de son mode de mise en œuvre.

Par ailleurs, les pressions du sol résultant d'un déplacement de la structure sous l'effet d'actions diverses ont le même caractère que des réactions d'appuis. Il en est ainsi de la réaction du sol autour d'un pieu sollicité par une force horizontale en tête ou de la butée (pression passive) mobilisée à l'avant d'un mur de soutènement qui s'est déplacé horizontalement.

Remblais

On distingue les remblais de « couverture » (remblais situés sur le tablier ou au-dessus du niveau de celui-ci) des autres remblais. Pour les premiers, on adopte une fourchette sur le poids volumique, en raison essentiellement de l'incertitude sur leur hauteur réelle et de la grande influence de leur poids sur les sollicitations dans l'ouvrage. Pour les autres (remblais au-dessus des semelles et radiers et remblais techniques), par simplification, on adopte une valeur unique :

Poids des remblais	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Remblais de couverture	1.10	0.90	AN EC0 A2
Autres remblais	1.00	1.00	

Tableau 4-1 – Coefficients d'incertitude pour le calcul de l'effet des terres

On veillera toutefois à respecter le principe de cohérence en appliquant soit χ_{sup} soit χ_{inf} pour le calcul de tous les effets provoqués par l'ensemble des remblais de même origine.

Pour les remblais « techniques », on adopte une fourchette sur le coefficient de poussée :

Poussée remblai	ka, sup	ka, inf	Réf.
Remblai technique	0.50	0.25	Sétra

Tableau 4-2 – Coefficients de poussée recommandés pour le dimensionnement de ponts

4.1.3 - Actions dues aux déplacements du sol

Les déplacements du sol sous une sollicitation quelconque entraînent des efforts sur l'ouvrage. Deux types d'actions sont distingués : d'une part, les poussées latérales dues à un déplacement horizontal du sol et, d'autre part, les frottements négatifs dus à un tassement du sol.

Les poussées latérales peuvent être provoquées soit par un phénomène d'instabilité (par exemple, une fondation traversant une formation d'éboulis en équilibre limite), soit par un tassement ou un fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement du niveau de la nappe phréatique (par exemple, lorsqu'un pieu traverse une couche de sol mou compressible et que cette couche est chargée de façon dissymétrique par un remblai ; le sol mou a tendance à se déplacer vers l'aval et ses déplacements entraînent des efforts sur le pieu, qui peuvent être importants).

Les poussées latérales dépendent comme précédemment de la géométrie de la structure, de la géométrie des couches de sol, de leur poids volumique, de leur état initial de contraintes, de leurs caractéristiques mécaniques et des éventuelles discontinuités introduites dans le massif (plans de glissement).

Des frottements négatifs peuvent se développer sur une fondation de pieux ou sur une partie de structure remblayée. Lorsqu'un pieu traverse une couche de sol compressible, un frottement négatif apparaît si le tassement du sol (provoqué par la consolidation du sol compressible) est supérieur au tassement du pieu qui le traverse. Le frottement est dirigé vers le bas, puisque le déplacement du sol par rapport au pieu est dans ce sens. La modélisation des frottements négatifs doit faire intervenir des éléments d'interface (ou de contact).

Tassements et déplacements d'appuis imposés (EC0, A2, A2.2.1 (13) a (17))

Les tassements d'appuis sont décomposés en deux termes :

- les tassements d'appuis probables et les déplacements d'appuis imposés sont appliqués simultanément sur tous les appuis et constituent donc un seul cas de charge. Ils s'expriment par l'enveloppe :

$$G_{ip} = (\chi_{sup}, \chi_{inf}) \cdot \bigoplus_i G_{ip,i}$$

- les tassements d'appuis aléatoires sont définis à partir du déplacement aléatoire de chaque appui et sont combinés de façon systématique entre 2 appuis quelconques. Ils s'expriment par l'enveloppe :

$$G_{ia} = (\chi_{sup}, \chi_{inf}) \cdot \text{Env}_i \left(\text{Env}_{j>i} (\pm G_{ia,i}, \pm G_{ia,j}) \right)$$

Compte tenu de la précision dans l'estimation des tassements, on retient par défaut une seule valeur caractéristique :

	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Tassements probables	1.00	1.00	Sétra
Déplacements imposés	1.00	1.00	Sétra
Tassements aléatoires	1.00	1.00	Sétra

Tableau 4-3 – Prises en compte des tassements

Par exemple, pour une dalle à plusieurs travées, on a :

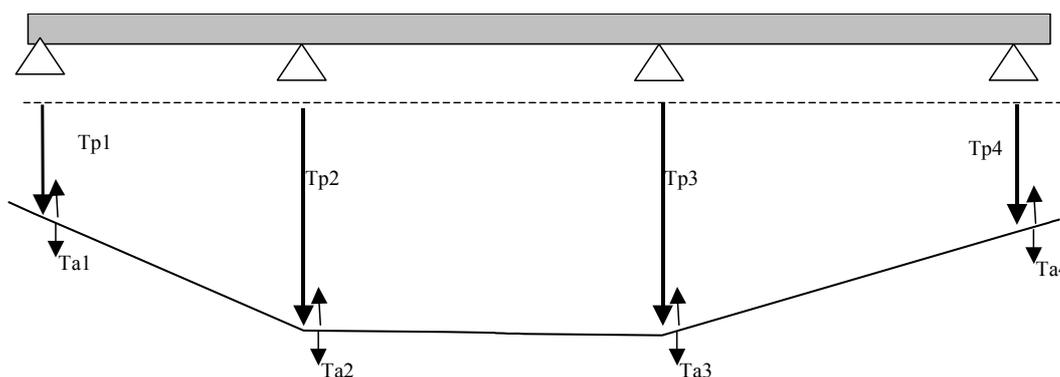


Figure 4-1 – Tassements probables et aléatoires

On a donc une déformée sous le tassement probable (ou déplacement imposé) et une enveloppe sous les tassements aléatoires.

Le cas de charge pour le tassement probable est :

$$(Tp1 + Tp2 + Tp3 + Tp4)$$

Les différents cas de charges pour les tassements aléatoires étudiés seront :

$$(+/-Ta1 +/-Ta2) ; (+/-Ta1 +/-Ta3) ; (+/-Ta1 +/-Ta4) ; (+/-Ta2 +/-Ta3) ; (+/-Ta2 +/-Ta4) \text{ et } (+/-Ta3 +/-Ta4)$$

4.1.4 - Actions dues à l'eau

Dans les méthodes classiques de dimensionnement, l'eau contenue dans les sols est supposée être en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (l'effet des gradients hydrauliques est négligeable). Dans cette hypothèse, les actions dues à l'eau peuvent être représentées sous la forme :

- de pressions statiques appliquées directement sur la structure,
- de forces hydrodynamiques, qui peuvent être la poussée hydrodynamique du courant, les efforts dus à la houle et ceux engendrés par un séisme.

Les niveaux des nappes phréatiques suivants (situations) sont prévus (NF EN 1990/A1/NA §A2.2.6(1) Note 3) :

- le niveau quasi permanent (ou basses eaux),
- le niveau fréquent (haut et éventuellement bas),
- le niveau caractéristique (haut et éventuellement bas),
- le niveau accidentel (haut et éventuellement bas),
- le niveau d'eau en exécution (haut et éventuellement bas).

Le niveau quasi permanent peut être défini comme correspondant à un niveau susceptible d'être dépassé pendant la moitié du temps de référence T_r ($T_r = 50$ ans). Le niveau fréquent peut être défini comme niveau susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence T_r . Le niveau caractéristique est défini par le niveau de période de retour de 50 ans. Le niveau caractéristique correspond à une probabilité de dépassement de 2 % par an. Le niveau accidentel et le niveau en exécution sont définis au projet individuel.

Conventionnellement, le poids volumique de l'eau douce est pris égal à 10 kN/m^3 . Les calculs peuvent être menés par référence à un modèle statique comme précédemment ou en interaction avec le squelette solide du sol (phénomène de consolidation). Généralement, les pressions statiques se traduisent par un « déjaugage » et/ou une « poussée d'Archimède ».

Dans toutes ces situations, on adopte pour le poids de l'eau :

pv	Réf.	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
10.00	EC1-1-1 Tab A10 AN-EC0 A2 §A2.2.6(1)	1.00	1.00	Sétra

Tableau 4-4 – Coefficients d'incertitude sur l'action de l'eau

Pour former les combinaisons d'actions, les actions dues à l'eau sont traitées comme des actions permanentes, leur caractère variable étant pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations de projet définies précédemment (c'est-à-dire par le choix des niveaux d'eaux). Les coefficients partiels de sécurité sont appliqués aux effets des actions et non aux niveaux d'eau.

Les actions hydrodynamiques sont à traiter comme des actions variables.

4.2 - Exemples

En ce qui concerne les charges permanentes, la prise en compte des charges est peu modifiée par rapport aux habitudes actuelles. Des exemples d'applications sont présentés dans cette partie.

4.2.1 - Remblais techniques

Le poids propre des terres et la poussée des terres sur les Ouvrages Courants de type Portique et Cadre sont représentés par :

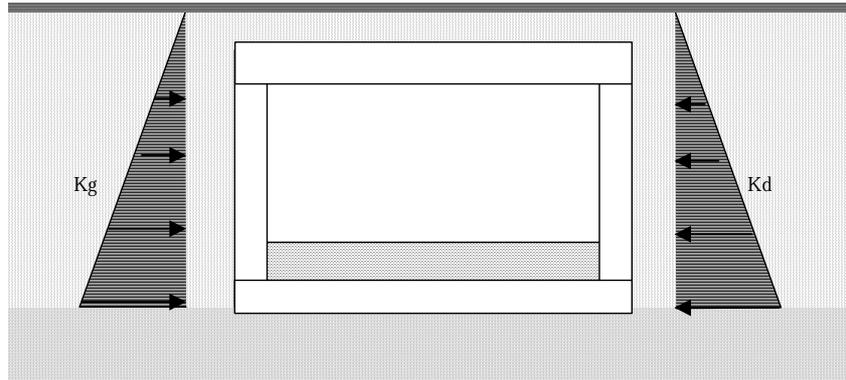


Figure 4-2 – Poussée des terres des remblais techniques.

Pour les ouvrages types, la poussée des terres est généralement modélisée par une poussée triangulaire. On rappelle que la poussée des terres est alors obtenue par les relations suivantes :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \quad \sigma_v = \gamma_{sol} \cdot z \quad P_{/ml} = \int_0^H \sigma_h(z) \cdot dz$$

σ_h : contrainte horizontale dans le sol sec

σ_v : contrainte verticale du sol sec

γ_{sol} : densité du sol sec

K : coefficient de poussée du sol sec (Kg coté gauche – Kd coté droit)

$P_{/ml}$: poussée horizontale du sol sec par ml horizontal de piédroit.

Généralement la nature des terres de part et d'autre de l'ouvrage est identique, la poussée des terres sur les deux piédroits est alors supposée identique, les coefficients de poussée des terres sont alors pris égaux : $Kg=Kd=K$. Pour les ouvrages de types portiques ou cadres, étant donné l'incertitude sur la valeur de poussée des terres en particulier à cause du compactage des terres derrière les piédroits, on fait souvent un calcul enveloppe en prenant deux valeurs extrêmes de K ($Kmax$ et $Kmin$).

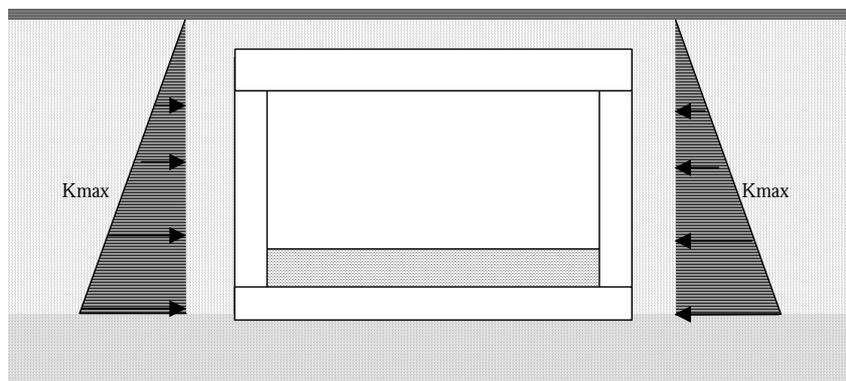


Figure 4-3 – Poussée des terres avec coefficient de poussée maximum de chaque côté du cadre

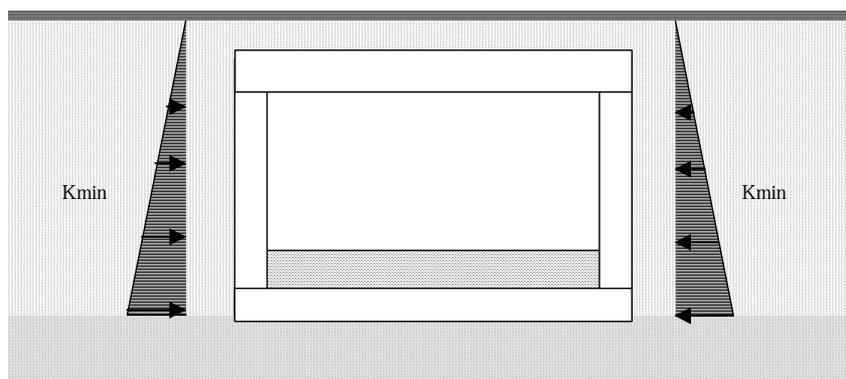


Figure 4-4 – Poussée des terres avec coefficient de poussée minimum de chaque côté du cadre

La poussée maximale permet de prendre en compte l'effet de flexion des piédroits (déplacement horizontal des piédroits) concomitant à l'effet des charges d'exploitation sur les remblais. La valeur de poussée minimale permet de prendre en compte la flexion de la traverse (déflexion de la traverse vers le bas) concomitant à l'effet des charges d'exploitation sur la traverse.

Pour les ouvrages de soutènement non butonnés en tête (culée, murs de soutènement), une seule valeur de K est généralement suffisante (la situation critique étant celle liée à la poussée des terres sur le piédroit).

Dans le cas d'un ouvrage de type portique sur semelle, on prend généralement en compte le poids des terres de remblais sur la semelle.

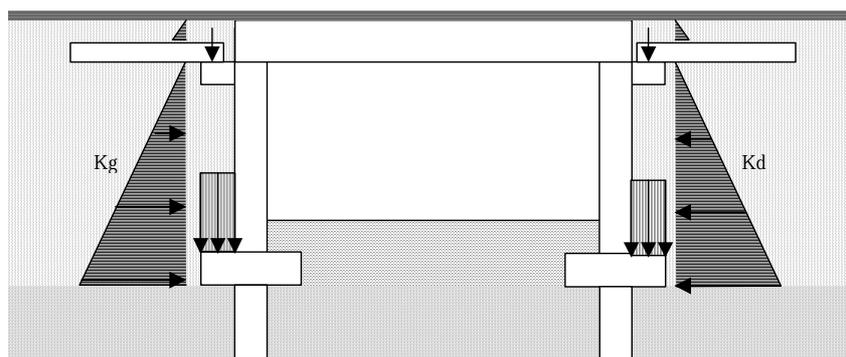


Figure 4-5 – Actions des terres en présence de dalle de transition

Si on a une dalle de transition, la poussée des terres est prise à partir de la sous face de la dalle de transition. On suppose implicitement que la dalle repose en 2 points : le corbeau d'une part et sur le remblai à bonne distance du piédroit d'autre part. L'effet de la réaction d'appui de la dalle de transition sur le remblai est alors supposé négligeable vis-à-vis du piédroit.

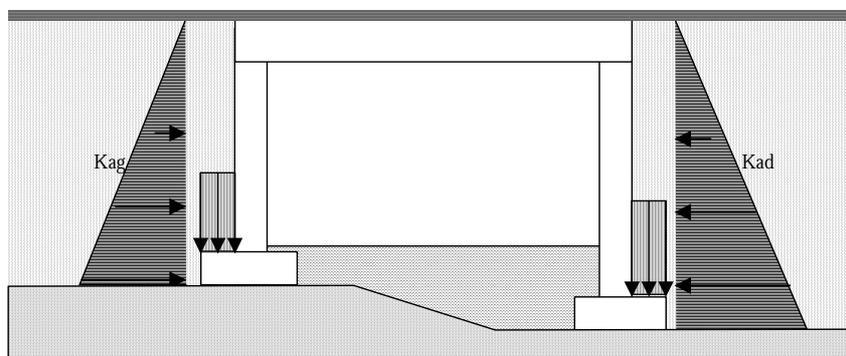


Figure 4-6 – Actions des terres pour un ouvrage dissymétrique

Pour les ouvrages dont les appuis sont de hauteurs différentes, même si la nature du terrain est identique (i.e. avec coefficients de poussée identiques), une poussée dissymétrique de l'action des terres se crée naturellement uniquement à cause de la différence de hauteur (les coefficients de poussée sont gardés identiques à gauche et à droite, c'est-à-dire soit maximum, soit minimum des 2 cotés).

Nota : Dans les ponts courants de type portique ou cadres ou bien les culées, on a l'habitude de négliger l'inclinaison de la poussée par rapport à l'horizontale, ce qui n'est pas le cas pour les murs de soutènements.

4.2.2 - Remblais de couverture

La charge de remblai appliquée sur la traverse supérieure est augmentée s'il y a lieu d'un coefficient amplificateur C_m dit de Marston pour tenir compte de l'effet de tassement du sol hors ouvrage. Ce coefficient dépend d'un paramètre dit de Marston noté R .

Paramètre de Marston R	Contexte
0	Pas d'effet Marston
0.7 (0.5 à 0.8)	Conduite rigide (cas des cadres) sur sol ordinaire
1.0	Conduite rigide (cas des cadres) sur rocher ou sol indéformable

Tableau 4-5 - Choix du paramètre de Marston

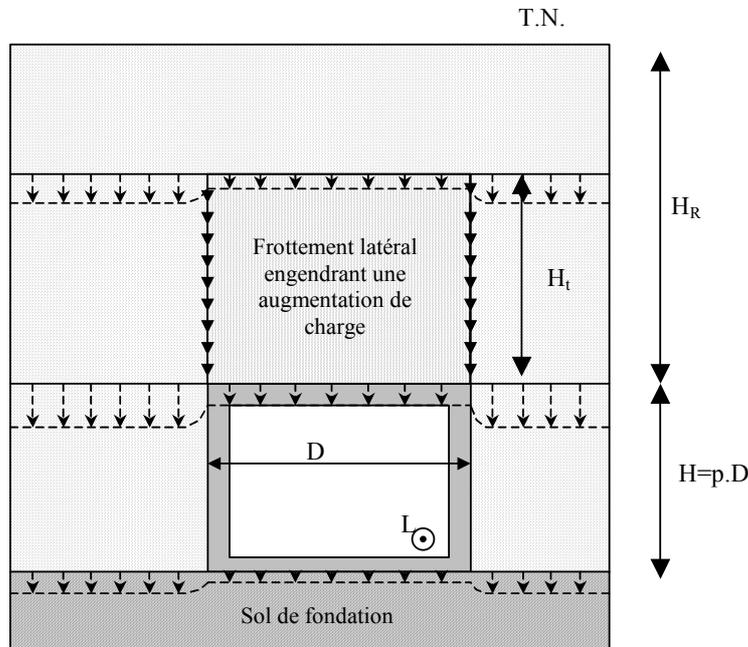


Figure 4-7 – Coupe transversale caractérisant le tassement des terres autour d'un cadre

On rappelle les principaux résultats de calcul :

on calcule la hauteur H_t de tassement qui est solution de l'équation :

$$e^{\varepsilon 2k\mu \frac{H_t}{D}} - \varepsilon 2k\mu \frac{H_t}{D} = 1 + \varepsilon 2k\mu pR$$

$p=H/D$: ratio de la dimension verticale H du cadre sur la dimension horizontale D

$$k\mu = \max \left[\tan \varphi \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] = \max \left[\tan \frac{\pi}{6} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{6} \right) \right] = 0.1925$$

k : coefficient de poussée des terres (rapport de la contrainte verticale sur la contrainte horizontale des terres)

μ : coefficient de frottement des terres

Si le sol tasse plus que la conduite rigide enterrée : $R>0$, $\varepsilon=+1$ (cas des cadres de pont type)

Si le sol tasse moins que la conduite flexible enterrée : $R<0$, $\varepsilon=-1$ (cas des buses métalliques)

Le coefficient amplificateur C_r sur le poids du remblai est :

si la hauteur de remblai H_r est inférieure à H_t :

$$C_r = \frac{e^{\varepsilon 2k\mu \frac{H_r}{D}} - 1}{\varepsilon 2k\mu \frac{H_r}{D}}$$

si la hauteur de remblai H_r est supérieure à H_t :

$$C_r = \frac{e^{\frac{\varepsilon 2k\mu H_t}{D}} - 1}{\varepsilon 2k\mu \frac{H_R}{D}} + \frac{H_R - H_t}{D} e^{\frac{\varepsilon 2k\mu H_t}{D}}$$

Le poids du remblai sur la traverse par unité de largeur est alors obtenu par :

$$\frac{P}{L} = k_i \cdot C_r \cdot \gamma \cdot H_R \cdot D$$

k_i : coefficient d'incertitude (en général 0.90 et 1.10)

γ : densité des terres de remblai au dessus de la traverse du cadre

4.2.3 - Remblai intérieur

Le remblai intérieur intervient par le poids qu'il exerce sur le radier pour les cadres ou sur les semelles de piliers. Sa prise en compte est nécessaire à cause de la raideur du sol : les charges sont partiellement redistribuées dans la structure vers le sol via l'interaction sol-structure.

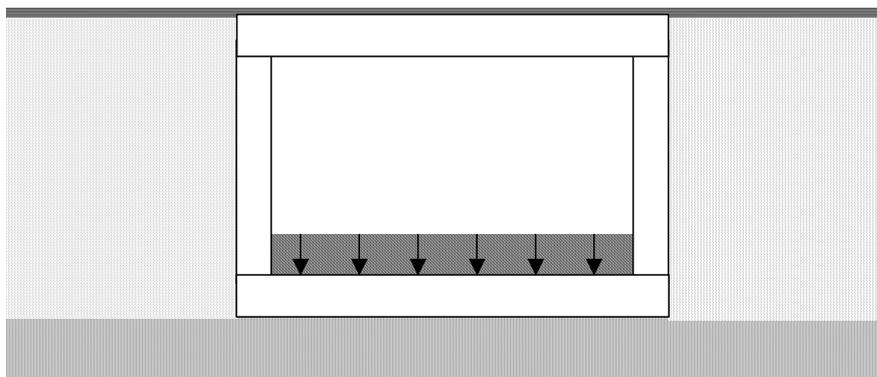


Figure 4-8 – Action du poids du remblai intérieur sur le radier

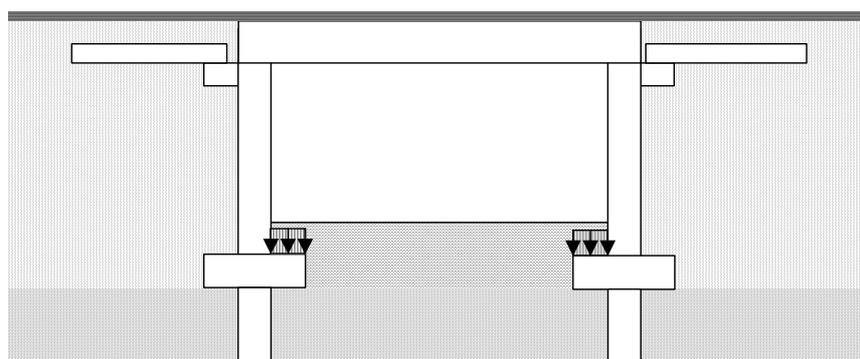


Figure 4-9 – Action du poids du remblai intérieur sur les semelles

Par ailleurs, la poussée des terres intérieures sur les piliers (butée) peut également être prise en compte. Attention toutefois à ne pas surestimer le coefficient de butée des terres intérieures : il est plus réaliste de prendre une valeur de l'ordre de grandeur des coefficients de poussée (de l'ordre de 0.33) que les valeurs de coefficients de butée (de l'ordre de 3 ou 4) qui ne sont généralement obtenus que pour des grands déplacements des piliers (ce qui n'est évidemment pas l'effet recherché pour un portique).

4.2.4 - Eau

Elle concerne les ouvrages hydrauliques (ouvrages de décharge) par exemple.

Les cas de charges pouvant être envisagés conformément à l'Eurocode sont à titre d'exemple :

- à l'Etat limite quasi permanent

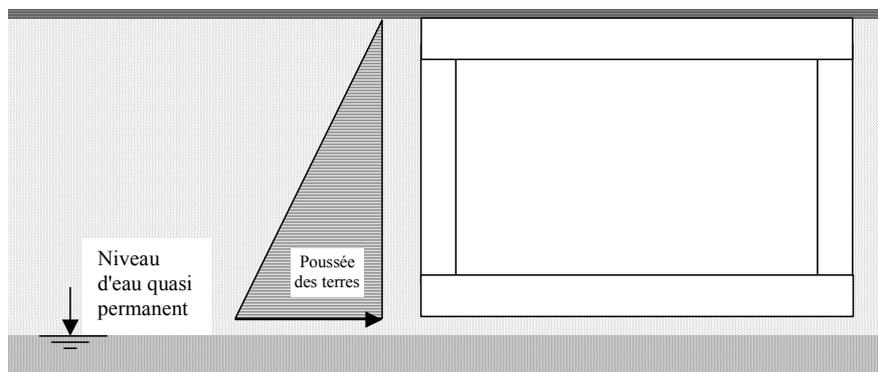


Figure 4-10 – Actions des terres sans nappe phréatique au niveau de l'ouvrage

Dans cette situation, si l'ouvrage hydraulique est à sec, l'effet de l'eau n'est pas pris en compte.

- à l'Etat limite caractéristique

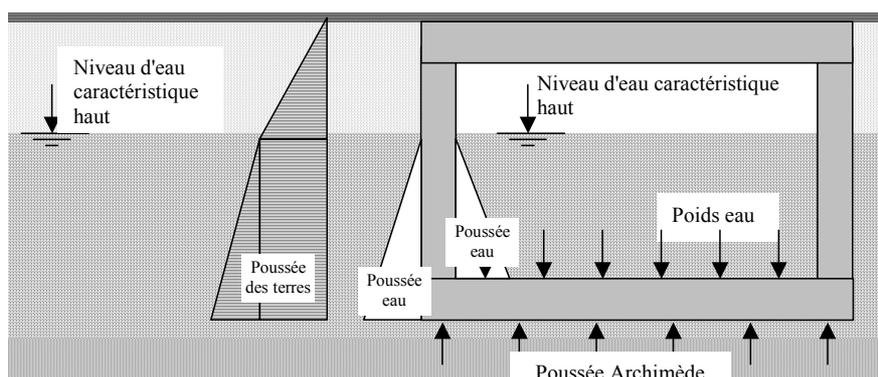


Figure 4-11 – Actions des terres avec nappe phréatique au niveau de l'ouvrage

Dans la situation caractéristique, l'effet de l'eau doit être pris en compte.

Remarque : il eut y avoir une situation caractéristique avec une nappe basse et une situation caractéristique avec une nappe haute. Dans ce cas, les 2 situations doivent être étudiées. C'est par exemple le cas pour un ouvrage hydraulique qui serait la majorité du temps à sec, celui-ci peut être soumis à la circulation soit avec sa nappe basse (cas courant), soit avec la nappe haute (cas particulier possible, mais non exceptionnel). Il y a donc 2 calculs à mener.

- à l'Etat limite accidentel

Il faut prévoir des situations où le niveau d'eau est tel que l'ouvrage doit pouvoir y résister sans dommage. Généralement ces situations nécessitent de préciser les charges concomitantes, qui peuvent éventuellement avoir des valeurs différentes de celles de l'Etat limite caractéristique. Par ailleurs on rappelle que pour cet état limite, les coefficients de sécurité sont réduits au niveau des justifications.

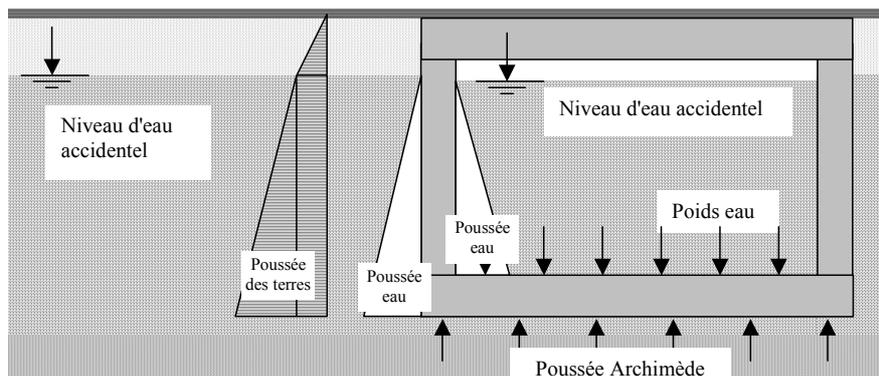


Figure 4-12 – Actions des terres avec niveau accidentel de nappe phréatique

- Cas de la décrue

Pour une situation de projet donnée (caractéristique, accidentelle, ...), il peut être nécessaire de définir des niveaux de nappe différents coté remblai et coté air libre (par exemple cas de la décrue pour les ouvrages hydrauliques, niveau d'eau d'un canal variable non accidentel, ...).

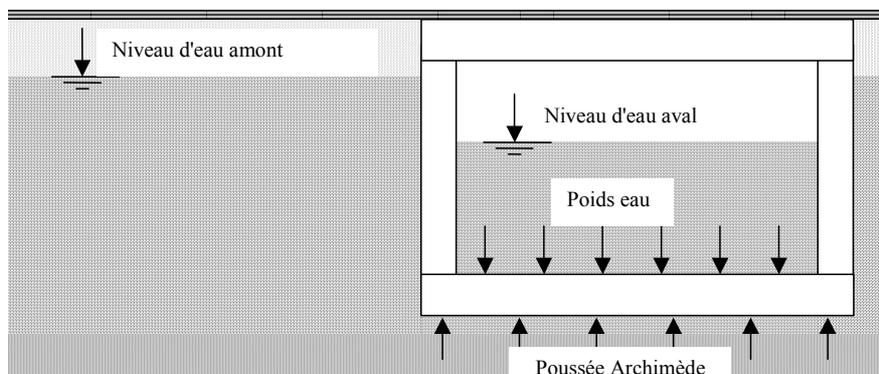


Figure 4-13 – Actions des terres avec niveaux de nappes phréatiques dans le cas de la décrue

Chapitre 3

Actions dues au trafic routier



1 - Effets extrêmes du trafic normal (LM1-LM2-charges de piétons et charges horizontales) sur les ponts routiers et passerelles piétons

1.1 - Présentation générale

Ce chapitre présente les modèles de charges de l'EC1-2 représentatifs des effets extrêmes du trafic routier et des piétons sur les ponts en France. Il convient de se reporter aux paragraphes suivants du présent guide pour une information complète sur les effets du trafic :

- effets des véhicules non conformes au code de la route (convois exceptionnels, charges militaires),
- effets statiques et dynamiques des piétons sur les passerelles,
- actions accidentelles du trafic sur les ponts,
- effets du trafic sur les remblais,
- effets du trafic en terme de fatigue.

L'EC1-2 définit des modèles de charges représentatifs des différents effets du trafic (modèles pour les actions verticales, sur la chaussée et sur les trottoirs, et modèles pour les actions horizontales). Ces modèles de charges sont ensuite combinés entre eux pour former des groupes de charges de trafic. Enfin, ces groupes de charges seront combinés aux autres actions (permanentes, climatiques...). Ce chapitre décrit uniquement les modèles de charges et leurs modalités d'application. Le lecteur se reportera au chapitre sur les combinaisons d'action pour la définition des groupes de charges de trafic.

1.1.1 - Utilisation des modèles

Les différents modèles de charges ont été calibrés sur la base des effets du trafic réel sur des lignes d'influence ne dépassant pas 200 m. C'est pourquoi les modèles de l'EC1-2 ne sont applicables que pour des longueurs chargées inférieures à 200 m.

L'annexe nationale française [EC1-2/NA 4.1(1) Note 2] a étendu le domaine de validité à des longueurs chargées supérieures à 200 m dès lors que la plus grande portée de l'ouvrage considéré reste inférieure à 200 m. Ainsi, les modèles de charges sont applicables sans difficulté à un viaduc de 2 000 m si toutes les travées font moins de 200 m.

Au-delà de 200 m de portée, le projet particulier doit préciser les modèles de charges applicables. Les modèles proposés sont généralement sécuritaires, il peut donc y avoir un intérêt économique à réduire les charges de trafic pour les très grandes portées, moyennant bien sûr une calibration adéquate qui sort du cadre d'application de ce guide ; la plupart du temps, on reconduira les modèles proposés sans modification.

1.1.2 - Informations sur la calibration des modèles

Les modèles de charges verticales ont fait l'objet d'une calibration très complète, basée sur des campagnes de mesures de trafic sur une série de routes européennes représentatives, parmi lesquelles l'autoroute A6 au niveau d'Auxerre. Ainsi le modèle principal LM1 a été calibré de façon à couvrir les effets suivants :

- majoration dynamique correspondant à une rugosité de chaussée "moyenne" (catégorie C au sens de l'ISO 8608:1995, voir annexe B de l'EC1-2), c'est-à-dire rugosité d'un revêtement de chaussée ancien non entretenu ; les revêtements de type pavés ne sont pas couverts ;
- majoration dynamique supplémentaire pour les longueurs de lignes d'influence inférieures à 15 m, correspondant par exemple à la formation de nids de poule ou aux effets dynamiques à proximité des joints de chaussée ;
- les charges de la voie 1 couvrent l'enveloppe de 2 cas :

- les effets du trafic fluide avec majoration dynamique correspondant à la plus favorable des voies routières (en général obtenu avec l'une des deux voies lentes autoroutières),
- les effets d'un trafic engorgé dans lequel tous les véhicules légers ont été retirés (file de camions chargés accolés) ;
- les charges des voies 1 et 2 cumulées couvrent l'enveloppe de 2 cas :
 - les effets du trafic fluide,
 - les effets d'un trafic engorgé avec bouchon continu de camion sur la voie 1, et bouchon de camions et de véhicules légers mélangés sur la voie 2.
 - Il a été vérifié que ces configurations couvraient bien l'enveloppe de l'ensemble des configurations requises.

Les valeurs caractéristiques ont été déterminées sur la base d'une extrapolation statistique correspondant à une période de retour de 1 000 ans (ou encore une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans).

A cette calibration s'ajoutent d'autres hypothèses propres au modèle de charge, qui intègrent des marges de sécurité supplémentaires :

- les voies de calcul font 3,00 m de large (au lieu de 3,50 m couramment pour les grands axes),
- les voies peuvent être disposées transversalement sur toute la chaussée.

Ces hypothèses permettent de couvrir toutes les phases d'exploitation transitoires (bascullements de circulation, resserrement des voies...).

En revanche, des scénarios de type modification du code de la route n'ont pas été traités. Par exemple, la généralisation des poids-lourds de 44 tonnes, ou des modifications des poids et/ou des longueurs des camions et donc des intensités de charges réparties n'ont pas été étudiés.

Au final, le modèle de charge obtenu permet de couvrir les effets du trafic mesuré sur les principaux axes routiers européens, y compris en situation d'engorgement. Le modèle de charge contient des réserves de sécurité "implicites" du fait du mode de calibration, à la fois sur les majorations dynamiques et sur les scénarios étudiés. Il est donc suffisamment robuste pour faire face aux évolutions de trafic dans les années à venir, sans toutefois avoir vocation à couvrir explicitement des augmentations de tonnage des poids lourds.

1.1.3 - Classes de trafic dans l'annexe nationale française

Compte-tenu de la calibration indiquée précédemment, l'EC1-2 a prévu la possibilité pour chaque pays de moduler les modèles de charges en fonction de la localisation de l'ouvrage, du type de trafic (composition, densité), par le biais de coefficients " α ", qui peuvent être regroupés sous forme de classes de trafic [EC1-2 4.2.2 et 4.3.2(3)]. C'est l'option qui a été retenue en France. Voir paragraphe Chapitre 3 § 1.3.2.

Deux classes de trafic sont considérées ; la norme EC1-2/NA donne les indications suivantes :

- la 1^{ère} classe de trafic couvre les effets d'accumulations possibles de véhicules lourds sur l'ouvrage, compte tenu de la composition du trafic sur l'itinéraire correspondant. Elle doit être adoptée pour des ouvrages destinés à supporter une grande proportion de véhicules se rapportant à des activités utilitaires lourdes (industrielles, agro-alimentaires ou forestières), ou lorsque le trafic international représente une part importante du trafic total de poids lourds sur l'itinéraire concerné (le nombre des véhicules circulant à vide est alors faible). Elle est également recommandée pour les ouvrages larges en site urbain ;
- la 2^{ème} classe de trafic couvre les effets d'accumulations de véhicules comme la 1^{ère} classe, mais pour les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers et autoroutiers français.

Commentaires

- Le choix de la classe de trafic doit être fait ouvrage par ouvrage ; la classe de trafic ne découle pas systématiquement de la largeur du pont. Elle doit impérativement être fixée par le maître d'ouvrage.
- La deuxième classe est recommandée pour une grande majorité du réseau routier et autoroutier français.
- La première classe est recommandée pour les ouvrages larges en site urbain, où des situations d'engorgement sont susceptibles de se produire sur un grand nombre de voies ; cette recommandation ne s'applique que pour

des ouvrages de portée petite ou moyenne – soit jusqu'à 60 m de portée environ ; au-delà, la probabilité d'un engorgement sur toute la surface du tablier diminue, et la deuxième classe est généralement suffisante.

- La première classe est également recommandée sur les axes à fort trafic lourd (ex : périphérique parisien).
- Si le code de la route venait à changer (c'est-à-dire le changement du tonnage limite), il est possible que la classe 1 soit plus systématiquement requise même si les changements de code de la route ont surtout une incidence pour les ouvrages existants.
- Pour les ponts faisant l'objet de restrictions de circulation (cas des ponts existants déficients structurellement), ou pour les ponts provisoires, l'EC1-2 autorise le projet particulier à définir d'autres jeux de coefficients α . Cela mérite une étude spécifique – pour les ponts avec limitation de tonnage, il convient de prendre en compte la possibilité de passage accidentelle d'un camion en surcharge.
- Il convient enfin de signaler que les différents pays d'Europe ont choisi des jeux de coefficients α assez différents les uns des autres. Au Royaume-Uni par exemple, les α_q ont été calibrés de façon à avoir une même charge répartie sur tout le tablier (voie 1, voies suivantes et aire résiduelle). En Allemagne, le coefficient α_{Q3} est nul, supprimant ainsi le tandem de la voie 3. On pourrait multiplier les exemples. L'harmonisation des charges européennes n'est donc pas encore complètement d'actualité, bien que le modèle soit désormais commun.

1.2 - Modalités pratiques d'application

1.2.1 - Définition de la chaussée

La chaussée est comptée entre bordures de hauteur supérieure à 100 mm, ou entre nus des dispositifs de sécurité. Ainsi, pour une barrière de type BN4, la chaussée s'arrête au nu de la longrine car celle-ci dépasse de plus de 10 cm de la chaussée, et que la lisse de BN4 est en retrait par rapport à la longrine. A l'inverse, pour une glissière de type GS, on compte la chaussée jusqu'au nu de la glissière.

On notera que cette façon de mesurer la largeur de chaussée w est cohérente avec la notion de largeur roulable LR utilisée en tracé routier. Les figures suivantes issues du guide du projecteur d'ouvrages d'art montrent la définition de la chaussée ($w = LR$) pour différentes configurations.

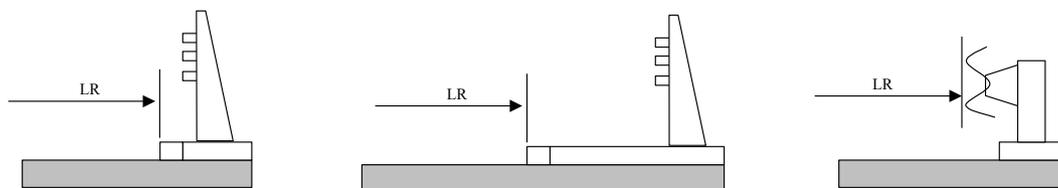


Figure 1-1 – Principe de la limite de largeur roulable LR

Cas particuliers :

- Présence d'un terre-plein central

L'EC1-2 distingue la notion de terre-plein séparé de la chaussée par un dispositif de retenue permanent ou démontable. En cas d'ambiguïté, il appartient au projet particulier de préciser si le terre-plein central a un caractère démontable ou non. Il faut également tenir compte des phases de travaux – même en présence de dispositifs de retenue permanents, la réfection de la couche de roulement peut conduire à faire circuler les véhicules à l'emplacement du terre-plein en phase provisoire.

- Présence de pistes cyclables

Le cas des pistes cyclables sur ouvrages est précisé dans EC1-2/NA 4.2.3(1) Note.

Si les pistes cyclables ne sont pas séparées physiquement du reste du trafic (simple marquage au sol, ou séparation franchissable, l'Eurocode1-2/NA 4.2.3(1) recommandant de considérer les barrières de moins de 100mm de hauteur comme des dispositifs franchissables), elles sont considérées comme faisant partie de la chaussée et on leur applique les modèles de charges de trafic routier.

Si les pistes cyclables sont séparées par un dispositif non franchissable et considéré comme non démontable, elles ne font pas partie de la chaussée et sont chargées par les modèles de charges de trafic piétons et cycles.

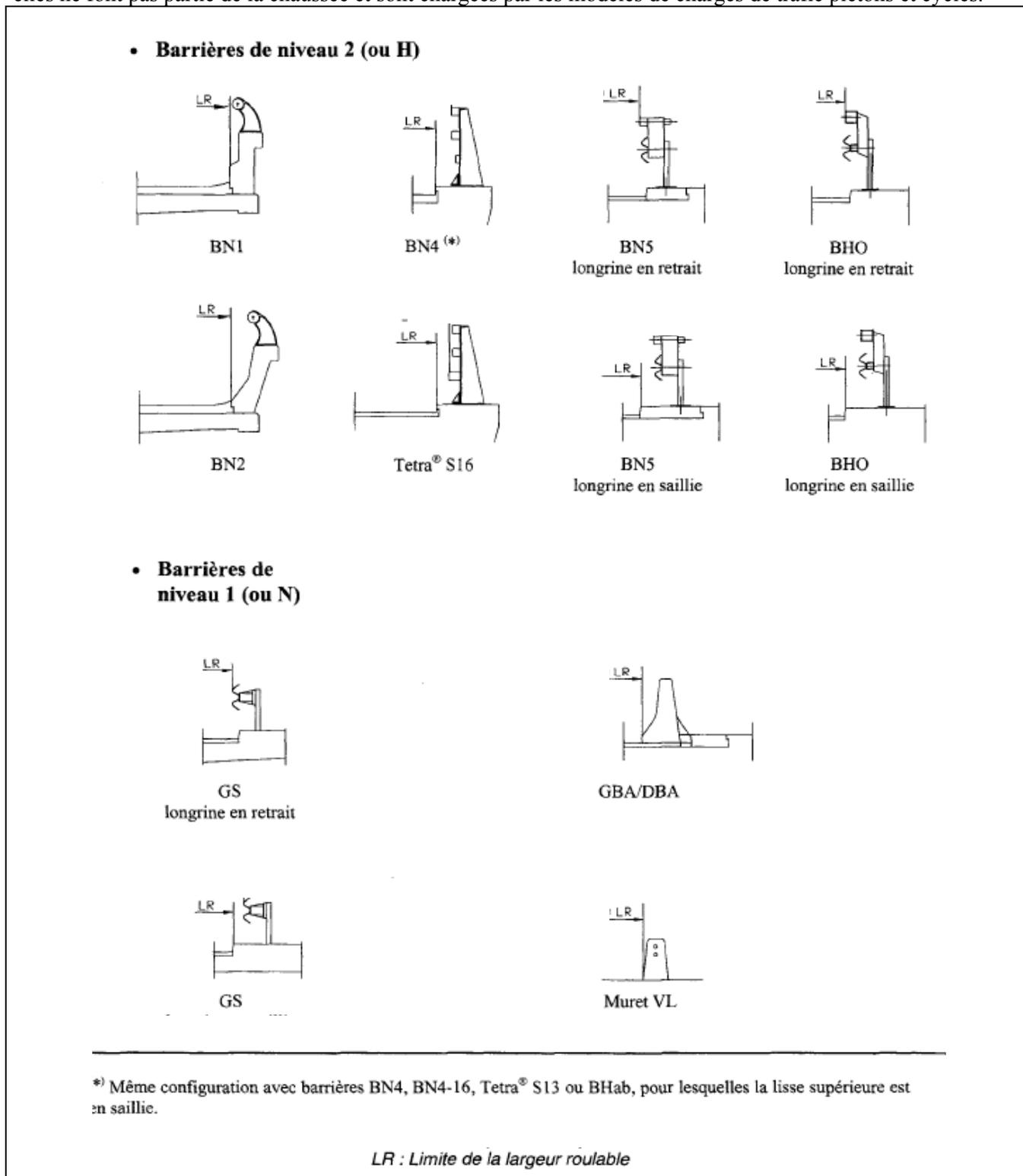


Figure 1-2 – Limite de largeur roulable LR pour différents systèmes de sécurité

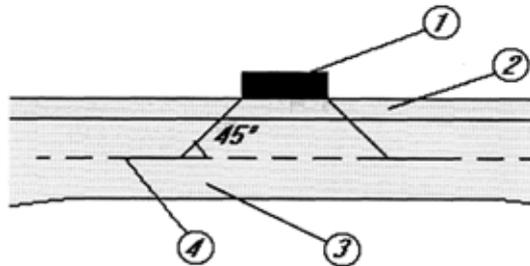
Dans le cas intermédiaire de pistes séparées par un dispositif non franchissable mais démontable, le projet particulier doit préciser les modèles de charges à appliquer ; si des évolutions de profil en travers ultérieures peuvent amener à déplacer les pistes cyclables, il est conseillé de les charger avec les modèles de charges de trafic routier, qui sont plus agressifs.

- Présence de voies réservées à du trafic non routier (tramways, trains...)

La clause EC1-2/NA 3(5) renvoie au projet particulier.

1.2.2 - Diffusion des efforts

L'article 4.3.6 de l'EC1-2 précise, que pour toutes les charges verticales concentrées utilisées pour des vérifications locales, il y a lieu de prendre en compte leur diffusion à 45° à travers le revêtement et à travers la dalle en béton ou le platelage métallique (selon les cas) jusqu'au niveau du plan moyen de la dalle ou du platelage.



Légende

- 1 Pression de contact de la roue
- 2 Revêtement
- 3 Dalle en béton
- 4 Plan moyen de la dalle

Figure 1-3 – Diffusion des charges

1.2.3 - Découpage de la chaussée en voies

Le découpage de la chaussée en voies se fait selon le tableau 4.1 de l'EC1-2.

Largeur de chaussée w	Nombre maximum de voies conventionnelles n_1	Largeur d'une voie conventionnelle w_1	Largeur de l'aire résiduelle w_r
$w < 5,4\text{m}$	$n_1 = 1$	3m	Si n voies chargées avec $0 < n < n_1$ $w_r = w - n \cdot w_1$
$5,4\text{m} \leq w < 6\text{m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	
$6\text{m} \leq w$	$n_1 = \text{Ent}(w/3)$	3m	

Tableau 1-1 – Découpage de la chaussée en voies (d'après tableau 4.1 EC1-2)

L'annexe nationale précise que le nombre de voies n_1 du tableau 4.1 est un nombre maximal de voies conventionnelles. Lorsqu'on est amené à définir un nombre de voies n inférieur à n_1 pour une vérification donnée, il convient de redéfinir la largeur de l'aire résiduelle par la formule :

$$w_r = w - n \cdot w_1.$$

Cela peut être nécessaire par exemple pour l'étude de la flexion transversale d'un pont de 6 m de large ; le découpage donne des voies de 3 m ; on peut soit placer 2 voies de 3 m qui occupent nécessairement la totalité de la chaussée, soit placer une seule voie de 3 m que l'on positionne librement (par exemple centrée transversalement), complétée par une aire résiduelle de 3 m que l'on peut fractionner de part et d'autre de la voie 1.

Cas particuliers

- Présence d'un terre-plein central

Prenons l'exemple d'un tablier autoroutier à 2 fois 2 voies, avec le profil suivant :

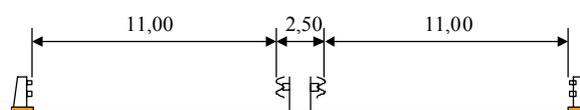


Figure 1-4 – Profil en travers à deux chaussées

L'EC1-2 distingue quatre cas :

- Tablier unique et barrière amovible : le terre-plein est inclus dans la chaussée.

$$w = 24,50 \text{ m}, n_1 = 8 \text{ voies} + \text{aire résiduelle } 0,50 \text{ m}$$

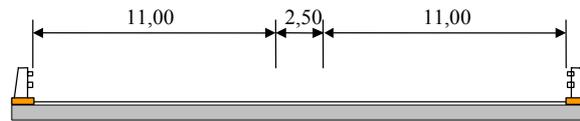


Figure 1-5 – Tablier unique avec TPC amovible

- Tablier unique et barrière fixe : deux chaussées séparées.

$$w = 2 \cdot 11,00 \text{ m}, n_1 = 3 \text{ voies} + \text{aire résiduelle } 2 \text{ m par côté}$$

Total : 6 voies + aire résiduelle 4 m (mais une seule voie lourde)

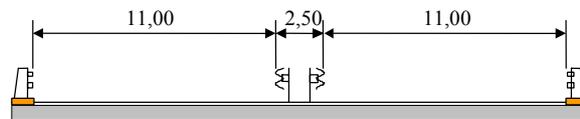


Figure 1-6 – Tablier unique et TPC inamovible

- Deux tabliers indépendants supportés par des mêmes piles.

$$w = 2 \times 11,00 \text{ m}, n_1 = 3 \text{ voies} + \text{aire résiduelle } 2 \text{ m par côté.}$$

Numérotation séparée pour le calcul du tablier (1 voie lourde par tablier).

Numérotation unique pour le calcul des appuis (1 voie lourde unique pour les 2 tabliers).

Par simplification et par sécurité, on peut bien sûr faire tous les calculs avec 2 voies lourdes (une par tablier).

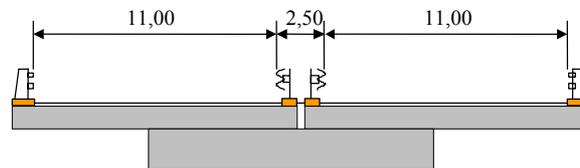


Figure 1-7 – Deux tabliers supportés par un même série d'appuis

- Deux tabliers indépendants supportés des piles indépendantes.

Il s'agit alors de deux ouvrages séparés, tous les calculs sont faits avec 1 voie lourde par tablier.

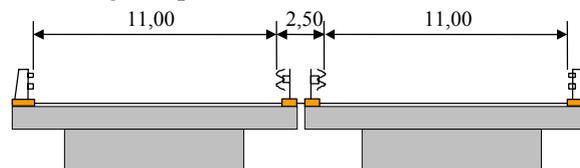


Figure 1-8 – Deux tabliers supportés par un deux séries d'appuis indépendants

- Cas d'un ouvrage de largeur variable

Dans ce cas (voir [EC1-2 4.2.3(3)]), on définit un nombre de voies variable le long de l'ouvrage selon les principes du tableau 4.1. Des règles simplifiées peuvent être définies au projet individuel.

1.2.4 - Placement des voies

Les règles de positionnement et de numérotation des voies de façon à obtenir l'effet le plus défavorable pour la vérification considérée sont les suivantes :

- numérotation sans rapport avec le positionnement,
- possibilité de fractionner l'aire résiduelle,
- pour chaque vérification individuelle :
 - choix du nombre de voies chargées,
 - choix du positionnement des voies,
 - choix de la numérotation des voies.

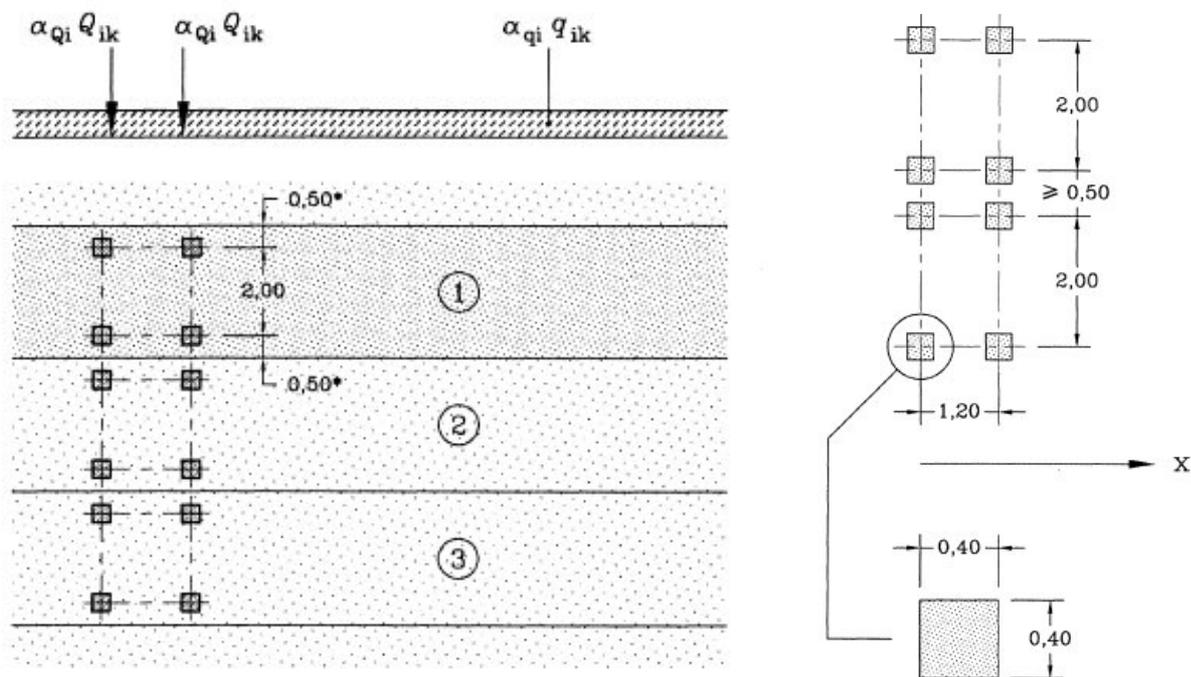
Des exemples de positionnement sont donnés plus loin.

1.3 - Le modèle de charge LM1

1.3.1 - Modèle de charge

Le modèle LM1 est bien décrit dans l'EC1-2, nous ne revenons ici que sur les points qui peuvent poser problème :

- la charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal (voir Figure 1-10, Figure 1-11 et Figure 1-12 ci-après) ;
- le tandem TS n'est pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence si l'effet global du tandem reste défavorable ;



Légende

- (1) Voie n° 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- (2) Voie n° 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) Voie n° 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- * Pour $w_l = 3,00 \text{ m}$

Figure 1-9 – Charge LM1

- le modèle de charge LM1 inclut un coefficient dynamique : la valeur du coefficient dynamique est fournie implicitement dans l'annexe nationale par l'abattement qui est fait sur le LM1 lorsqu'il est appliqué sur les remblais, puisque les effets dynamiques des charges ne doivent pas y être inclus dans ce cas : **cette valeur moyenne est évaluée à 30 %** ;
- pour les vérifications globales, les tandems peuvent être centrés dans leurs voies conventionnelles. Pour les vérifications locales, ou lorsqu'il n'est pas possible de distinguer effets locaux et effets globaux, les tandems peuvent être placés de façon excentrée dans leur voie de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Le bord de la surface d'impact des roues d'un tandem (surface avant diffusion dans l'épaisseur de la chaussée) peut être placé contre le bord de la chaussée. Il convient par ailleurs de toujours laisser 10 cm entre bords de surfaces d'impact de tandems adjacents, afin de tenir compte de l'encombrement des caisses de camions.

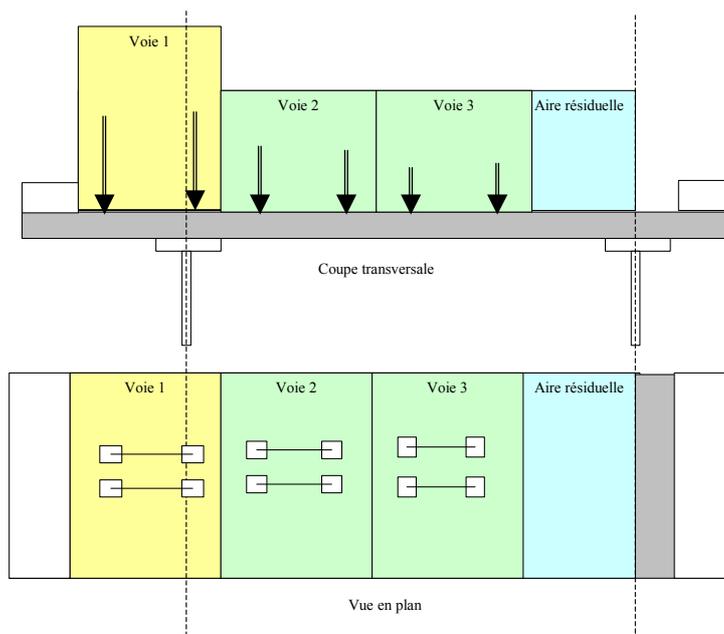


Figure 1-10 – Exemple possible de positions de charges du LM1 pour un calcul de flexion générale (vis-à-vis de la poutre de gauche dans ce cas)

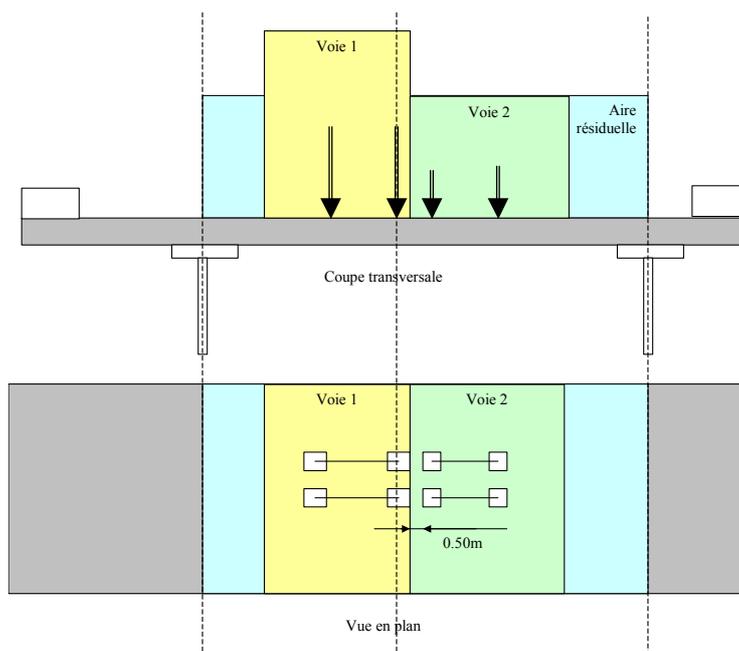


Figure 1-11 – Exemple possible de positions de charges du LM1 pour un calcul de flexion locale (vis-à-vis du hourdis à mi section entre poutre)

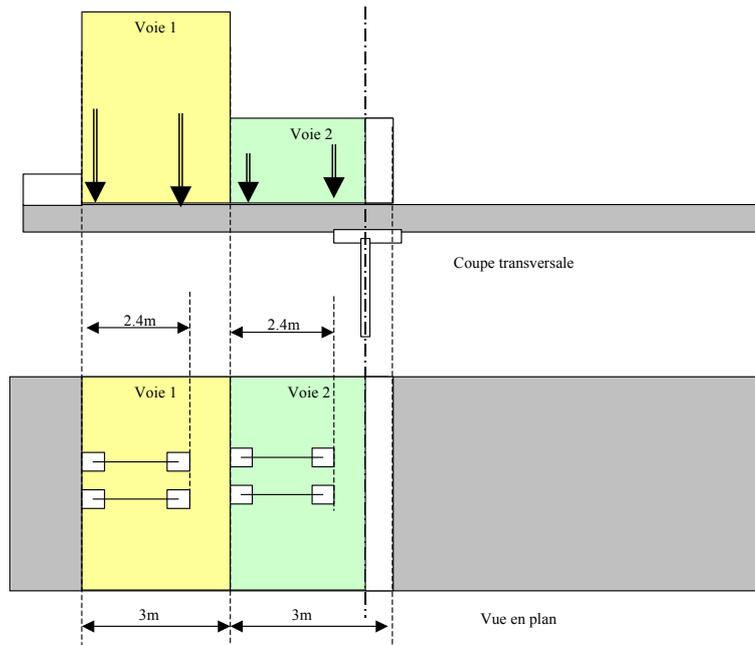


Figure 1-12 – Exemple de positionnement de charges pour un calcul de flexion locale de l'encastrement de l'encorbellement

Des exemples d'application sont décrits au § 1.7.

- Les valeurs numériques des charges et des coefficients α_{qi} choisis en France font que la charge répartie est identique sur les voies $i \geq 2$ et sur l'aire résiduelle. D'un point de vue pratique (et informatique), les voies $i \geq 4$ reçoivent donc exactement les mêmes charges que l'aire résiduelle, et il n'est pas nécessaire de les distinguer. Notons toutefois que cette conclusion n'est pas nécessairement vraie pour toutes les annexes nationales européennes.
- L'annexe nationale française n'a pas autorisé la simplification prévue en [EC1-2 4.3.2(6) a)], consistant à fusionner les tandems des voies 2 et 3. En revanche, pour les portées supérieures à 10m, l'annexe nationale permet de remplacer les tandems par un essieu unique pour l'étude des effets généraux. Cette simplification n'a pas beaucoup d'intérêt pratique compte-tenu des capacités de calcul actuelles.

1.3.2 - Valeurs numériques

Les valeurs numériques des intensités de charge sont les suivantes :

En kN et kN/m ²	TS voie 1	Ts voie 2	TS voie 3	UDL voie 1	UDL ailleurs
Classe 1	2 x 300	2 x 200	2 x 100	9,0	3,0
Classe 2	2 x 270	2 x 160	2 x 80	6,3	2,5

Tableau 1-2 – Intensités de charges du LMI

Ouvrage de 2^{ème} classe :

les coefficients d'ajustement sont : $\alpha_{Q1} = 0,9$ $\alpha_{q1} = 0,7$ et pour $i > 1$ $\alpha_{Qi} = 0,8$ $\alpha_{qi} = 1$

- charges uniformément réparties (système UDL)
 - sur la "voie 1" : une charge répartie de $9 \times 0,7 = 6,3$ kN/m²
 - sur les autres voies et sur les aires résiduelles : une charge répartie de $2,5 \times 1 = 2,5$ kN/m²
- tandems de charge d'essieu (tandems TS)
 - sur la "voie 1" : un tandem de charge d'essieu valant $300 \times 0,9 = 270$ kN
 - sur la "voie 2" : un tandem de charge d'essieu valant $200 \times 0,8 = 160$ kN
 - sur la "voie 3" : un tandem de charge d'essieu valant $100 \times 0,8 = 80$ kN
 - sur les autres voies et sur les aires résiduelles : pas de tandem

Ouvrage de 1^{ère} classe :

les coefficients d'ajustement sont : $\alpha_{Q1} = 1,0$ $\alpha_{q1} = 1,0$ et pour $i > 1$ $\alpha_{Qi} = 1,0$ $\alpha_{qi} = 1,2$

- charges uniformément réparties (système UDL)
 - sur la "voie 1" : une charge répartie de $9 \times 1,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
 - sur les autres voies et sur les aires résiduelles : une charge répartie de $2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- tandems de charge d'essieu (tandems TS)
 - sur la "voie 1" : un tandem de charge d'essieu valant $300 \times 1,0 = 300 \text{ kN}$
 - sur la "voie 2" : un tandem de charge d'essieu valant $200 \times 1,0 = 200 \text{ kN}$
 - sur la "voie 3" : un tandem de charge d'essieu valant $100 \times 1,0 = 100 \text{ kN}$
 - sur les autres voies et sur les aires résiduelles : pas de tandem.

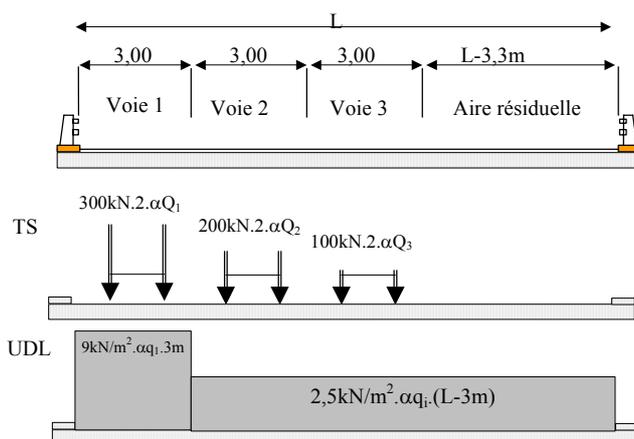


Figure 1-13 – Exemple de densité de charges LM1 par voie conventionnelle

1.3.3 - Comparaison avec les charges antérieures

En terme d'agressivité, les différentes calibrations ont montré que le modèle de charge LM1 classe 2 produisait des effets extrêmes comparables **en moyenne** par rapport aux modèles de charges du règlement de charges français antérieur (fascicule 61 titre II du CCTG). Il ne s'agit toutefois que d'une observation "moyenne" qui ne peut pas être appliquée ouvrage par ouvrage. On peut, à ce propos, faire les commentaires généraux suivants :

- A charge verticale égale, les charges de l'Eurocode sont plus excentrées par rapport au règlement antérieur. On observe donc une augmentation significative des flexions dans les poutres de rive des ponts à poutre (et a fortiori des bipoutres), et une augmentation des cisaillements de torsion dans les ponts-caisson, torsion concomitante de l'effort tranchant ;
- pour les ouvrages peu larges (ouvrages à une voie), les charges de l'Eurocode sont plus agressives ;
- pour les ouvrages très larges, les charges de l'Eurocode sont sensiblement moins fortes du fait de la faible intensité de UDL pour les voies autres que la voie 1.

En terme de calcul, on peut noter les points suivants par rapport au fascicule 61 :

- l'amplification dynamique est incluse, ce qui simplifie les calculs ;
- le positionnement des voies est plus complexe, puisqu'il dépend à la fois de la surface d'influence et des charges qui lui sont appliquées.

1.4 - Le modèle de charge LM2

Le modèle de charge LM2 (composé d'un essieu unique) a été développé en complément du LM1 afin de couvrir les effets du trafic sur de très courtes lignes d'influence, pour couvrir les effets d'essieux très chargés avec majoration dynamique importante. La valeur retenue dans l'EC1-2 est très forte, puisqu'on aboutit à un essieu unique de 400 kN ! Aucune mesure en France n'a jamais donné de tels résultats. Aussi, l'annexe nationale a-t-elle ramené la valeur à 320 kN, quelle que soit la classe de trafic.

Contrairement à LM1, il est possible de ne placer qu'une roue sur les deux si cela est plus défavorable.

De plus, la charge de l'essieu de LM2 doit être majorée par un coefficient $\Delta\phi_{\text{fat}}=1,3(1-D/26)$ ($\Delta\phi_{\text{fat}}\geq 1$), à proximité des joints de chaussée (majoration qui décroît selon sa distance D au joint), ce qui donne une valeur maximale de LM2 de 416 kN à proximité immédiate des joints de chaussée. Cette valeur peut être dimensionnante pour les corbeaux de joints de chaussée d'ouvrages peu larges – sur un ouvrage de chaussée de plus de 9 m, le modèle LM1 permet de placer sur une même ligne les roues de 3 essieux de tandems d'un poids total $(300 + 200 + 100) = 600$ kN, ce qui est a priori plus défavorable que le modèle LM2.

En pratique, le modèle LM2 ne devrait être dimensionnant que dans le cas de surfaces d'influence courtes et très "pointues", comme par exemple pour la flexion des tôles de roulement des ponts à dalle orthotrope. Pour des dalles en béton, le modèle LM2 ne devrait être que très rarement dimensionnant, sauf à proximité des joints.

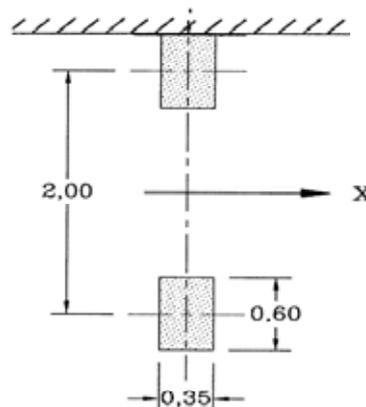


Figure 1-14 – Charge d'essieu LM2

1.5 - Les charges de piétons et cycles sur les ponts q_{fk}

1.5.1 - Modèle de charge de piéton sur trottoirs et pistes cyclables

Les charges sur les trottoirs de ponts routiers et sur les pistes cyclables séparées de la circulation sont modélisées par une charge répartie q_{fk} constante. L'intensité de cette charge est égale à :

- 5 kN/m² pour l'étude en flexion locale (résistance des trottoirs et des encorbellements par exemple),
- 3 kN/m² lorsqu'elle est combinée au trafic routier.

La charge est applicable sur les trottoirs et les pistes cyclables, dans les zones délimitée par les garde-corps. Elle est également applicable sur les passages de service des ponts routiers et ferroviaires. En revanche, elle n'a pas vocation à s'appliquer sur les passages de service à l'intérieur ou sous les ponts.

La charge est libre : elle est appliquée sur les parties défavorables des surfaces d'influence considérées, à la fois longitudinalement et transversalement [EC1-2 5.2.3(3)]. En particulier, pour l'étude de la flexion longitudinale, on ne chargera qu'un trottoir sur deux si c'est plus défavorable [EC1-2 tableaux 4.4a et 4.4b].

Le projet particulier peut également prescrire un chargement de foule sur l'ouvrage. Il s'agit du modèle LM4 – une charge répartie de 5,0 kN/m² qui s'applique sur tout le tablier (y compris chaussée routière et terre-plein central). Ce chargement est recommandé en milieu urbain.

Signalons que toutes ces valeurs incluent la majoration dynamique, mais n'ont pas vocation à être utilisées pour étudier la réponse dynamique d'un ouvrage aux effets du trafic piéton. Le paragraphe 5.4 - de ce guide traite des actions dynamiques dues aux piétons.

1.5.2 - Autres charges sur les trottoirs

Rappelons que les trottoirs doivent être également calculés sous l'effet des actions suivantes :

- une charge concentrée Q_{fvk} [EC1-2 §5.3.2.2] de 0.10m x 0.10m de coté,
- un véhicule de service si prescrit au projet individuel [EC1-2 §5.3.2.3],
- présence accidentelle de véhicules si les trottoirs ne sont pas suffisamment protégés [EC1-2 §4.7.3.1].

Le véhicule de service doit être défini par le maître d'ouvrage : à défaut l'Eurocode propose un véhicule à titre indicatif. Il est néanmoins souhaitable que le maître d'ouvrage choisisse le type réel de véhicule de service qui va éventuellement circuler sur les trottoirs.

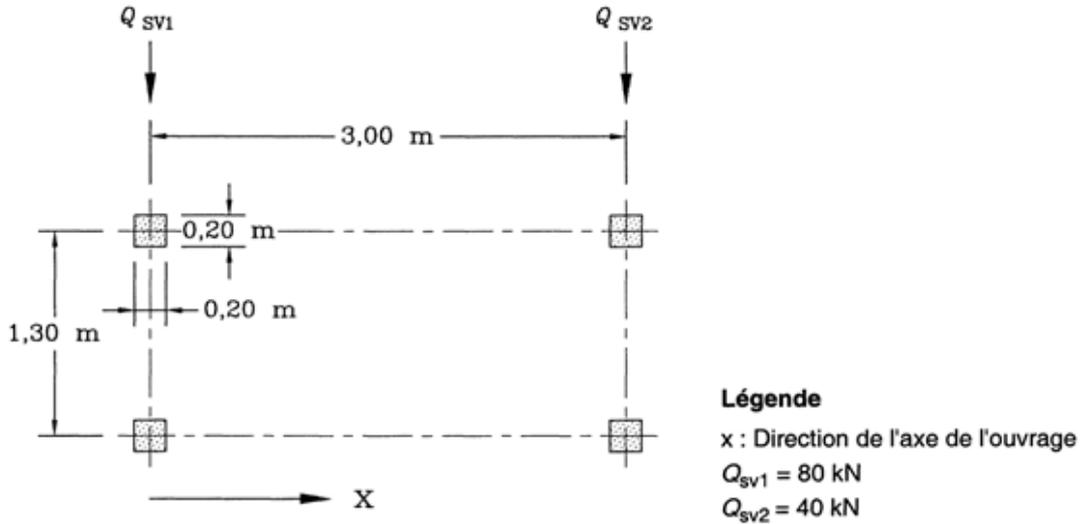
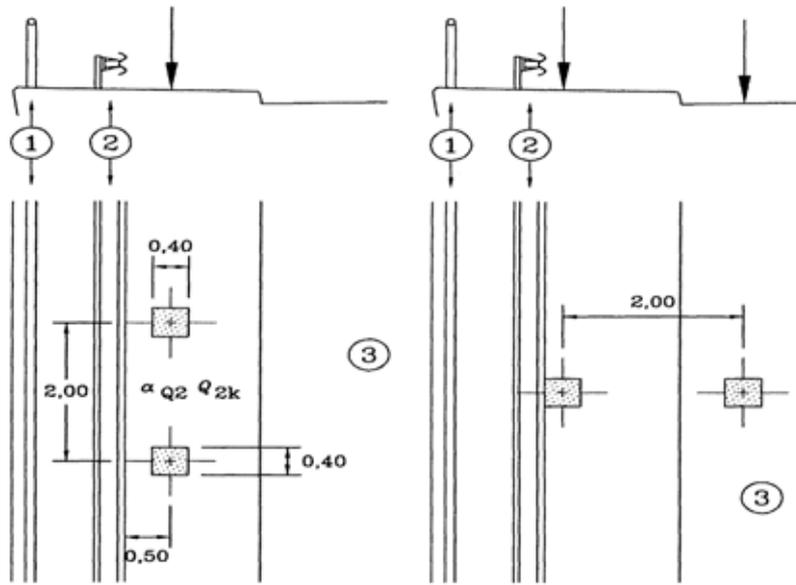


Figure 1-15 – Exemple de véhicule de service possible proposé par l'Eurocode

Le véhicule accidentel sur la partie non protégé du trottoir est constitué d'un essieu du camion TS de la voie 2 du LM1.



Légende

- (1) Garde-corps (ou barrière pour ouvrage d'art en l'absence de barrière de sécurité)
- (2) Barrière de sécurité
- (3) Chaussée

Figure 1-16 – Présence accidentelle de véhicule sur les trottoirs

1.6 - Les modèles de charges pour les efforts horizontaux Q_{1k}

Les modèles de charges pour les efforts horizontaux Q_{1k} sont décrits dans le paragraphe 4.4 de l'EC1-2. L'effort de freinage pour les charges de trafic normal est défini comme une fraction du poids de la voie 1 du LM1 selon la formule suivante :

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$
$$180\alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ (kN)}$$

Leur application ne pose pas de problème particulier. Les règles de concomitance sont traitées dans les combinaisons 0 § 2.5.1 - (gr2).

Signalons seulement que les forces de freinage proposées par l'EC1-2 pour les ouvrages longs sont sensiblement supérieures à celles utilisées précédemment, puisque pour les ouvrages de première classe la valeur varie de 360 kN pour les petites longueurs, à 900 kN pour les ponts de longueur supérieure à 467 m. Rappelons que précédemment la valeur de freinage considérée était de l'ordre de $30t \cdot 1,2 = 36t$ pour les charges de type camions, et éventuellement un freinage pour les charges réparties de type A(L).

L'annexe nationale a ramené cette valeur plafond de 900 kN à 500 kN pour les ponts non sujets à circulation d'engins militaires de type STANAG.

1.7 - Exemples

Donnons maintenant quelques exemples simples de positionnement de charges du modèle LM1.

1.7.1 - Flexion longitudinale

La figure suivante montre le positionnement des charges pour l'étude du moment de flexion positif en milieu de travée centrale d'un pont à trois travées symétrique. On a représenté la ligne d'influence, et on a supposé une surface d'influence constante dans le sens transversal :

- la charge UDL est placée sur toute la travée centrale,
- les tandems TS sont placés tous dans la même section, au voisinage du milieu de la travée centrale. On peut utiliser la simplification admise pour les portées supérieures à 10m en remplaçant les deux essieux des tandems par des essieux uniques, qui seraient alors placés exactement au milieu de la travée centrale.

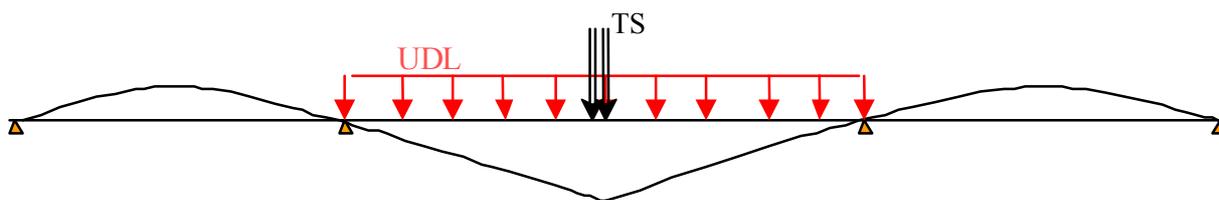


Figure 1-17 - Flexion longitudinale à mi-travée

Étudions maintenant le moment de flexion négatif au droit du premier appui intermédiaire.

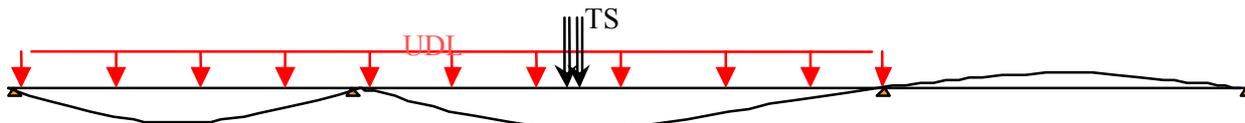


Figure 1-18 - Flexion longitudinale sur pile

La charge UDL est placée sur les deux premières travées et les tandems sont placés au droit du point maximal de la ligne d'influence (première ou deuxième travée suivant les cas).

1.7.2 - Flexion transversale

La figure suivante montre un positionnement possible des charges LM1 pour étudier le moment de flexion de la dalle d'un pont mixte au droit de la poutre.

- La voie 1 est chargée partiellement par UDL.
- La roue de 40 cm du tandem de la voie 1 est collée contre la longrine de BN4, en limite de chaussée.
-

En réalité, cette configuration ne donne pas le moment le plus défavorable compte-tenu de l'allure de la surface d'influence, représentée dans la figure suivante extraite de l'article "Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoise" de Sébastien Brisard, publié dans le Bulletin Ouvrages d'Art n°54 de mars 2007. Il convient alors de charger également partiellement la dalle entre les poutres. On se reportera à l'article cité pour une analyse plus complète sur le positionnement bidimensionnel des charges.

Si on s'intéresse maintenant à la flexion au centre de la dalle, la configuration à utiliser n'est pas immédiate. Comme pour les calculs avec les camions Bc du fascicule 61 titre II du CCTG, il faut tester plusieurs configurations, avec une complexité un peu accrue du fait de la simultanéité de charges concentrées et réparties. Les figures suivantes montrent des exemples de configurations possibles.

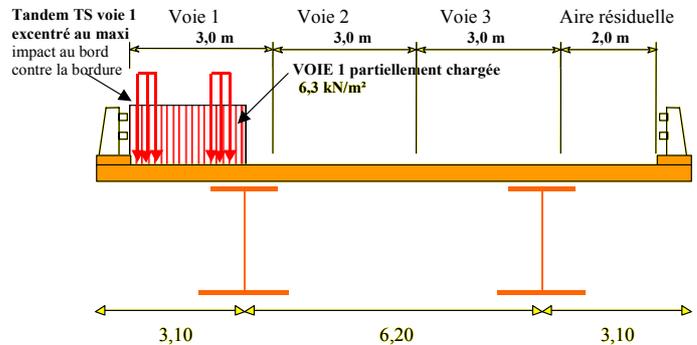


Figure 1-19 – Exemple de positionnement de charges

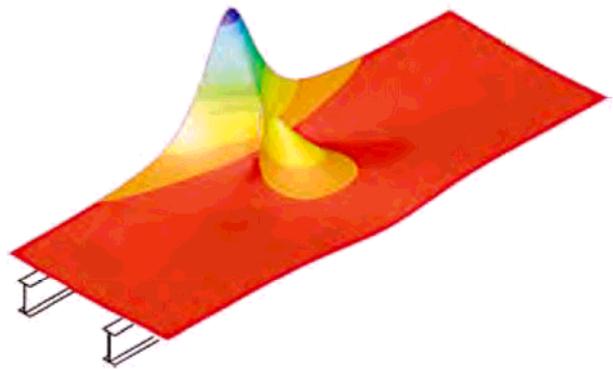


Figure 1-20 – Représentation de la surface d'influence du moment de flexion de la dalle au droit de la poutre

- Sur la première configuration, la voie 1 est centrée, le TS de la voie 1 est centré, et les TS des voies adjacentes sont excentrés au maximum dans leur voie. Les charges UDL sont placées sur la partie défavorable de la surface d'influence, entre les deux poutres.

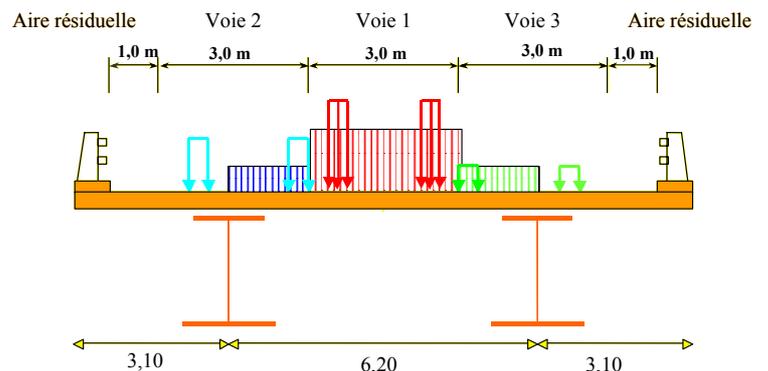


Figure 1-21 – Exemple de position de charge - Première configuration

- Sur la deuxième configuration, on a cherché à augmenter l'effet de la voie 1, en l'excentrant légèrement par rapport à l'axe de la dalle et en excentrant le tandem au maximum, de façon à augmenter l'effet de TS sans trop réduire celui de UDL.

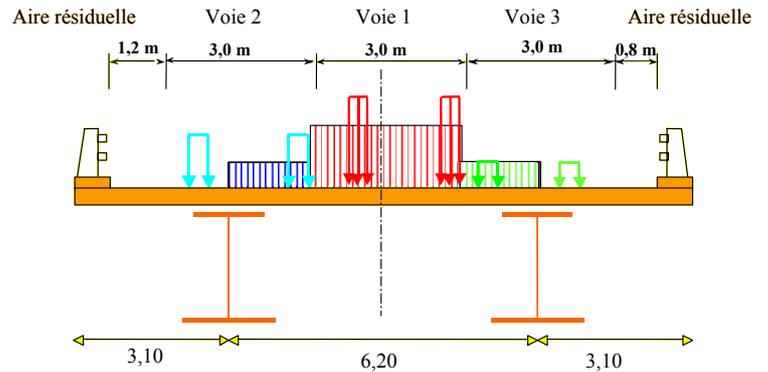


Figure 1-22 – Exemple de position de charge - Deuxième configuration

- Sur la troisième configuration, on a placé le TS de la voie 1 dans sa position la plus défavorable, puis on a placé la voie 1, puis les autres voies. On note que le TS de la voie 3 a été enlevé, son effet devenant globalement favorable.

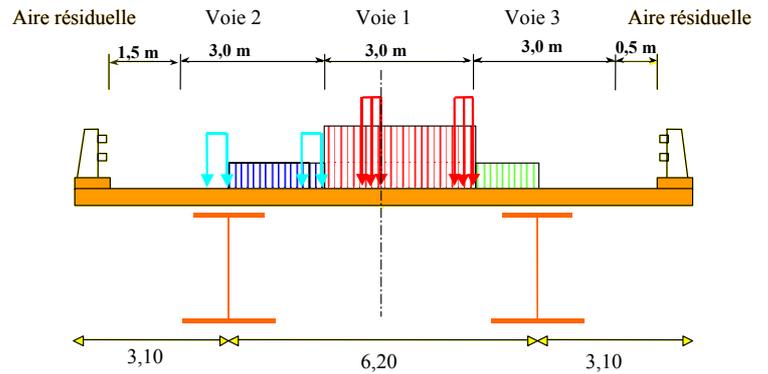


Figure 1-23 – Exemple de position de charge - Troisième configuration

Sur l'exemple précédent, la troisième configuration donne les résultats les plus défavorables. La figure suivante montre la position des tandems en vue en plan : on note que l'effet maximum est obtenu en décalant longitudinalement le tandem de la voie 1 de façon à approcher une roue de la section d'étude. En revanche, le tandem de la voie 2 reste centré longitudinalement.

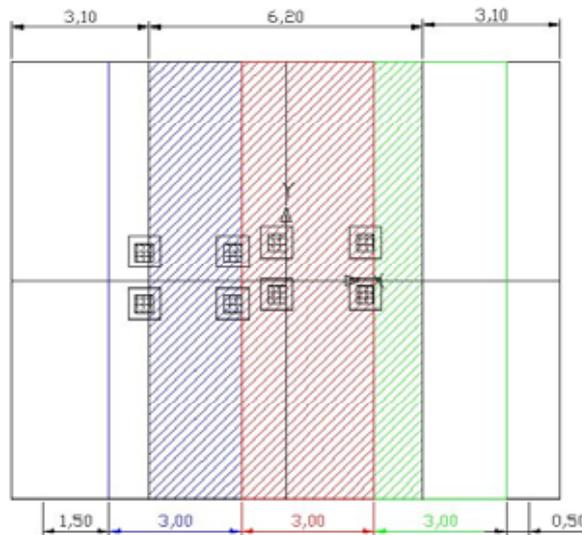


Figure 1-24 – Vue en plan de la position des charges - Les carrés hachurés représentent les surfaces d'impact, et les rectangles extérieurs la surface d'impact diffusée au feuillet moyen de la dalle

2 - Charges d'exploitation sur les remblais

2.1 - Généralités

Les Eurocodes ont généralisé l'application des charges (LM1) sur l'ouvrage aux charges sur les remblais.

La classe de trafic utilisée est la même que sur l'ouvrage.

Il convient de ne prendre en compte que les valeurs caractéristiques de combinaison d'Etat Limite sur les remblais.

Aucune charge de freinage n'a été prise en compte dans ce paragraphe (Voir paragraphe 2.4).

Les charges d'exploitation du LM1 appliquées sur les remblais sont décomposées en 2 catégories :

- soit des charges uniformes réparties sur une distance quasi infinie en partant de l'arrière du remblai (charge UDL),
- soit des charges de type camions (charge TS) représentées par des impacts de sections rectangulaires, un impact pouvant modéliser tout un camion par simplification comme l'autorise le règlement,
- les valeurs des charges réparties et concentrées sont cependant réduites de 30 % de celles appliquées sur les ouvrages pour tenir compte de la réduction des amplifications dynamiques par rapport aux charges sur l'ouvrage [EC1-2/NA 4.9.1].

La diffusion des charges peut alors être modélisée de la façon suivante :

- pour une **charge de type impact**, la diffusion sera appliquée en fonction de la profondeur en conservant la force appliquée à la surface du remblai. La charge sera donc diffusée sur une surface décrite à partir du contour géométrique de la surface initiale, agrandie en fonction de la profondeur selon un angle de diffusion identique dans toutes les directions, et limitée par le parement de la surface exposée à la charge. Le cas a priori le plus pénalisant étant obtenu lorsque la charge est située au ras du parement en tête de celui-ci.

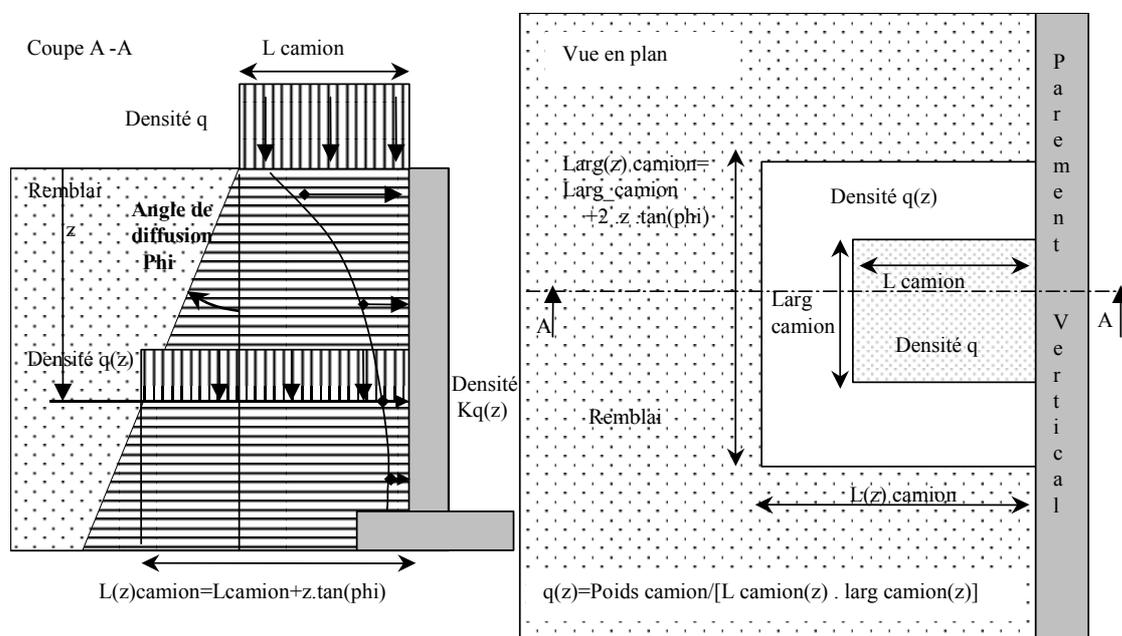


Figure 2-1 – Diffusion d'un impact dans le remblai selon l'EC1-2.

L'Eurocode (EC1-2 §4.9.1.Note 2) stipule en outre que :

"en l'absence de toute autre règle, si le remblai est convenablement consolidé, la valeur recommandée de l'angle de diffusion par rapport à la verticale est de 30 degrés."

Nota : il ne faut pas confondre l'angle « φ » de diffusion (pris par rapport à la verticale comme sur le dessin) avec l'angle « ψ » de frottement du sol (généralement défini par rapport à l'horizontale). En particulier, on peut rappeler un ordre de grandeur liant les angles de frottement et les angles de diffusion : pour un sol présentant un angle de frottement du sol « ψ » (donc par rapport à l'horizontale), l'angle moyen « φ » de diffusion par rapport à la verticale d'une charge uniforme infinie répartie sur le remblai est de l'ordre de $\pi / 4 - \psi / 2$.

- pour une **charge répartie sur une voie de circulation**, la formulation précédente est généralisée pour déterminer la force appliquée sur toute la hauteur du parement vertical.

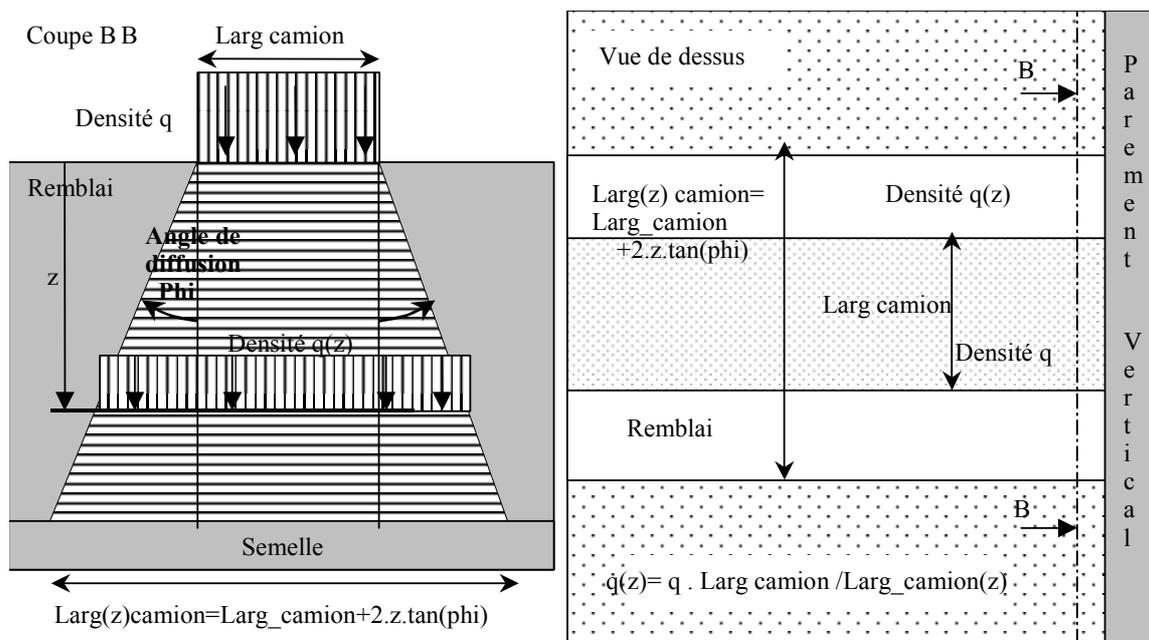


Figure 2-2 – Diffusion d'une voie dans le remblai selon l'EC1-2.

2.2 - Application numérique au modèle de charge de l'EC1-2

On distinguera 2 types de calculs :

- un **calcul local** par exemple pour les gardes grèves.

La charge est proche de l'élément étudiée. La zone de charge à retenir est liée aux dimensions locales de l'élément structural à calculer (soit la surface de chargement de l'élément considéré et son épaisseur).

Le cas le plus pénalisant du LM1 est obtenu pour les charges de la voie 1. Cette charge est constituée d'une part d'une charge répartie UDL avec une densité $\alpha_{q1} \cdot q_{1k}$ uniforme et d'autre part d'un tandem TS de la voie 1 de charge $2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ modélisé par une charge répartie uniforme de densité "q_{eq}" équivalente sur une surface rectangulaire de 3m de largeur par 2,20 m de longueur (EC1-2 §4.9.1. Note2).

Si on se place en classe 2 on obtient donc une densité équivalente en surface ($z = 0$ m)

$$Q_{tot_eq,sans\ red\ dynamique} = 0,7 \cdot 9,0kN/m^2 + 0,9 \cdot (2 \cdot 300kN) / (3,00m \cdot 2,20m) = 6,3kN/m^2 + 81,8kN/m^2$$

$$Q_{tot_eq,sans\ red\ dynamique} = 88,1kN/m^2$$

A noter que si l'on a un véhicule spécial (convoi exceptionnel), le dimensionnement doit alors être adapté en conséquence.

- un **calcul global** par exemple pour la justification d'une semelle de piédroit.

L'effet étudié dans le cas d'un calcul global se situe généralement assez loin de la charge (exemple stabilité des fondations), et considérer un calcul avec une seule voie sur un tronçon de 1,00 m de large de structure est sévère. Il est plus raisonnable d'étudier l'effet moyen de l'ensemble des charges de la chaussée appliquées au piédroit et/ou sur la semelle par exemple.

Si on suppose qu'il n'y a pas de limitation à la diffusion des charges, les dimensions de la surface de répartition des charges à la profondeur z sont :

$$L(z) = \text{Longueur_TS} + z \cdot \tan(\phi)$$

$$\text{Larg}(z) = \text{Largeur_TS} + 2 \cdot z \cdot \tan(\phi)$$

$$\text{Largtot}(z) = \text{nombreTS} \cdot \text{Largeur_TS} + 2 \cdot z \cdot \tan(\phi)$$

Chaque camion exerce une contrainte verticale en fonction de la profondeur z (sans tenir compte de la réduction des effets dynamiques) :

$$q_{Q1eq}(z) = 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} / (L(z) \cdot \text{Larg}(z)) = 2 \cdot 0,9 \cdot 300 \text{ kN} / \{ [3,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

$$q_{Q2eq}(z) = 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} / (L(z) \cdot \text{Larg}(z)) = 2 \cdot 0,8 \cdot 200 \text{ kN} / \{ [3,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

$$q_{Q3eq}(z) = 2 \cdot \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} / (L(z) \cdot \text{Larg}(z)) = 2 \cdot 0,8 \cdot 100 \text{ kN} / \{ [3,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

Profondeur Z(m)	Densité $q_{Qieq}(z)$ kN/m ²		
	Voie 1	Voie 2	Voie 3
0 m	81,8182	48,48485	24,242
5 m	12,29088	7,28349	3,64174
10 m	4,74684	2,81294	1,40647

Tableau 2-1 Densité équivalente du TS de chaque voie seule selon la profondeur

Maintenant pour tenir compte de la présence simultanée des différentes voies, on remplace les charges des différentes voies par une charge de densité uniforme mais de même poids que l'ensemble des voies considérées. C'est-à-dire que l'on ignore l'effet de répartition transversale. On diffuse cette charge à la profondeur z sur une surface délimitée par un contour diffusé pour l'ensemble des charges étudiées. Voir Figure 2-4 – Diffusion de plusieurs impacts dans le remblai selon l'EC1-2.

Maintenant si l'on étudie une chaussée de largeur v variable ($v > 3$ m), on peut regrouper les TS de plusieurs voies en un seul impact de densité moyenne équivalente selon le nombre de voies pouvant être appliquées effectivement sur la chaussée.

Par exemple, en classe 2, on a pour le LM1 :

Pour les tandems TS :

si $3\text{m} < v < 5,4\text{m}$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} / (L(z) \cdot \text{Largtot}(z))$$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot 0,9 \cdot 300 \text{ kN} / \{ [3,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

si $5,4\text{m} < v < 6\text{m}$,

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}) / (L(z) \cdot \text{Largtot}(z))$$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (0,9 \cdot 300 \text{ kN} + 0,8 \cdot 200 \text{ kN}) / \{ [v + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

si $6m < v < 9m$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}) / (L(z) \cdot Largtot(z))$$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (0,9 \cdot 300kN + 0,8 \cdot 200kN) / \{ [6,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

si $9m < v$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} + \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k}) / (L(z) \cdot Largtot(z))$$

$$q_{TSeq}(z) = 2 \cdot (0,9 \cdot 300kN + 0,8 \cdot 200kN + 0,8 \cdot 100kN) / \{ [9,0 + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)] [2,2 + z \cdot \tan(30^\circ)] \}$$

Pour la charge UDL:

si $v > 3m$

$$q_{UDLeq}(z) = (v \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} + (v - v) \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k}) / Larg(z)$$

$$q_{UDLeq}(z) = (3m \cdot 0,7 \cdot 9,0kN/m^2 + (v - 3) \cdot 1,0 \cdot 2,5kN/m^2) / [v + 2 \cdot z \cdot \tan(30^\circ)]$$

On notera que l'on ne limite pas la diffusion des charges. Pour des ouvrages avec mur en retour fermé sur le mur de front et la semelle, une limitation de la diffusion serait à prendre en compte, par contre pour les ouvrages avec mur en aile ou mur suspendu, on peut négliger ce phénomène.

Application numérique (classe 2 des charges de trafic EN), sans la pondération par 0,7 (effets dynamiques) :

Densité équivalente $q_{eq}(z)$ kN/m ²			
Charge	Largeur de chaussée		
	7 m	9 m	12 m
TS (z = 0 m)	65,15152	51,51515	51,51515
UDL(z = 0 m)	4,13	3,767	3,45
LM1 (z = 0 m)	69,28	55,282	54,965
TS (z = 2,5 m)	26,80694	23,74509	23,74509
UDL(z = 2,5 m)	2,934	2,861	2,788
LM1 (z = 2,5 m)	29,08253	26,60585	26,53297
TS (z = 5 m)	14,5553	13,74015	13,74015
UDL(z = 5 m)	2,276	2,306	2,339
LM1 (z = 5 m)	16,83089	16,04627	16,07913
TS (z = 10 m)	6,25637	6,32911	6,32911
UDL(z = 10 m)	1,571	1,662	1,769
LM1 (z = 10 m)	7,82702	7,99088	8,29139

Tableau 2-2 – Effet du LM1 (majoration dynamique incluse)

Le graphique suivant présente l'effet du LM1 (en tenant compte de la réduction des effets dynamiques) comparé aux charges du règlement français antérieur. Pour mémoire, on rappelle que la densité uniforme appliquée était de 10 kN/m² pour les charges civiles et 20 kN/m² pour les engins de chantiers (80 t et 100 t).

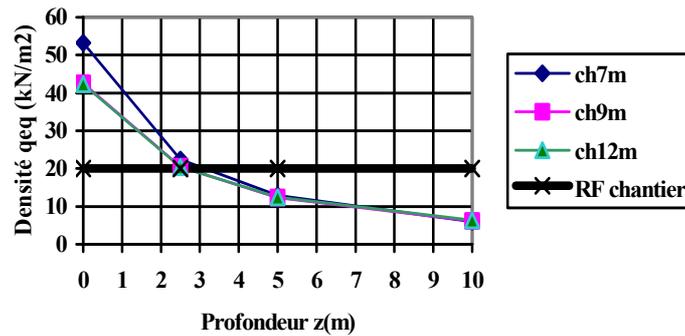


Figure 2-3 – Pression due au LM1 sans majoration dynamique en fonction de la profondeur

Pour le calcul global avec plusieurs charges mobiles, on calcule une densité moyenne s'appliquant sur la partie du voile sollicité. Evidemment si le voile est constitué de plusieurs éléments, il faudrait restreindre les charges aux charges les plus fortes pouvant solliciter réellement chaque élément, tout en profitant néanmoins toujours de la diffusion.

La figure suivante traite l'exemple du véhicule spécial (VS) de la charge LM3 composé d'un véhicule de dimensions différentes de celles des charges du TS du LM1 (calcul des fondations par exemple).

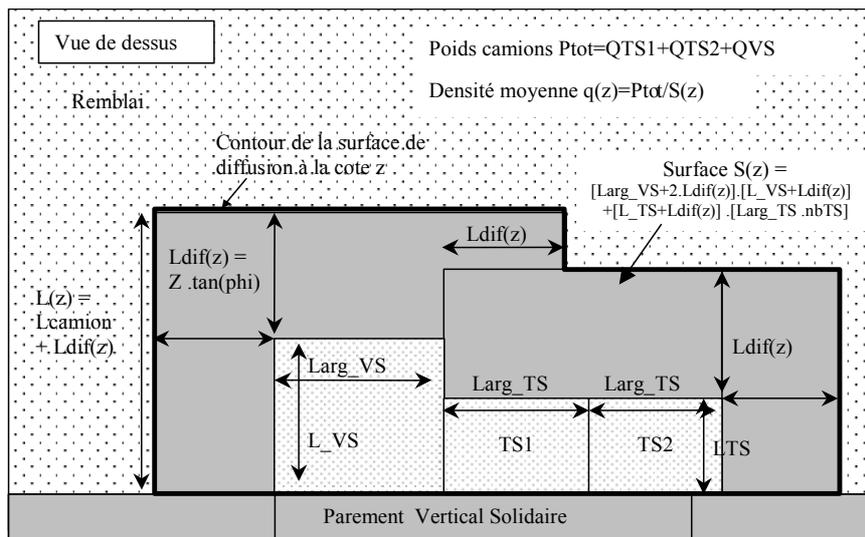


Figure 2-4 – Diffusion de plusieurs impacts dans le remblai selon l'EC1-2

2.3 - Modalités d'application des charges d'exploitation sur remblai

L'application des charges de tablier sur le remblai doivent tenir compte des considérations suivantes :

- pour les ouvrages avec dalles de transition suffisamment longues (i.e. $L > H \times \tan(30^\circ)$ avec H hauteur de piédroit, L longueur droite de dalle de transition), les charges de trafic issues du remblai ne sont pas à considérer dans la mesure où elles sont indirectement prises en compte par l'intermédiaire des dalles de transition. La largeur des dalles de transition (c'est-à-dire perpendiculairement à l'axe de la chaussée) doit par ailleurs être évidemment adaptée à la largeur de chaussée ;
- pour les ouvrages à culée classique non liaisonnée au tablier (c'est-à-dire en dehors des cadres, portiques...), les cas de charge les plus défavorables sont obtenus en chargeant soit le tablier seul, soit la culée seule, soit en chargeant les deux ;
- pour les ouvrages de type cadre ou portique sans dalles de transition, un calcul par surfaces d'influence complètes n'est pas réalisable compte tenu du caractère complexe, et de plus très approximatif, des modèles

de diffusion dans le remblai. En outre, le modèle de calcul de ces ouvrages, qui néglige la réaction latérale des remblais, exige, sous peine d'être très exagérément pessimiste, que ceux-ci soient chargés symétriquement.

- une démarche possible consiste à prendre l'enveloppe de 3 calculs :
 - le chargement du tablier seul (par exemple le LM1),
 - le chargement des remblais seuls (par exemple le LM1 équivalent moyen diffusé par le remblai),
 - le chargement du tablier et le chargement des remblais par une charge moyenne maximale (transversalement). La charge sur remblai n'est donc pas exactement concomitante, mais simplement compatible avec le niveau de charge placé sur le tablier. Par exemple pour le LM1, on place d'une part les tandems TS et la charge UDL sur l'ouvrage, et d'autre part, la charge TS et UDL moyenne sur le remblai. En toute rigueur, il faut prendre en compte la présence ou non des tandems TS sur le tablier pour les appliquer ou pas sur le remblai dans la même combinaison de charges. Pour simplifier la combinatoire des calculs, on peut appliquer la charge maximale moyenne sur le remblai comme s'il s'agissait d'une charge indépendante de la charge appliquée sur le tablier.

2.4 - Force de freinage sur remblai

Aucune force de freinage n'est à appliquer sur le remblai.

Pour les gardes grèves de culées, il convient de prévoir une force horizontale correspondant à 60 % du poids $\alpha_{q1} Q_1$ de l'essieu du TS de la voie 1 du LM1 et agissant simultanément avec la charge verticale $\alpha_{q1} \cdot Q_1$, en tenant compte de la poussée des terres due au remblai, sans aucune autre charge de trafic sur le remblai.

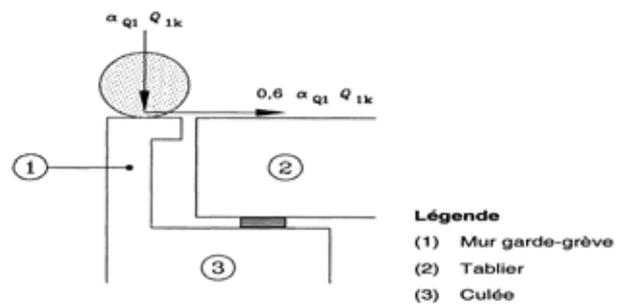


Figure 2-5 – Charge sur Garde Grève

2.5 - Coefficient de poussée pour l'effet de la poussée des charges d'exploitation

Que l'on s'intéresse à un ouvrage de type cadre, portique ou à une culée, le calcul de la poussée des charges d'exploitation pourra être fait raisonnablement à partir d'une valeur moyenne du coefficient de poussée $K = (K_{max} + K_{min}) / 2$ (le coefficient de poussée K restant toujours fonction de l'angle de frottement φ du sol du remblai).

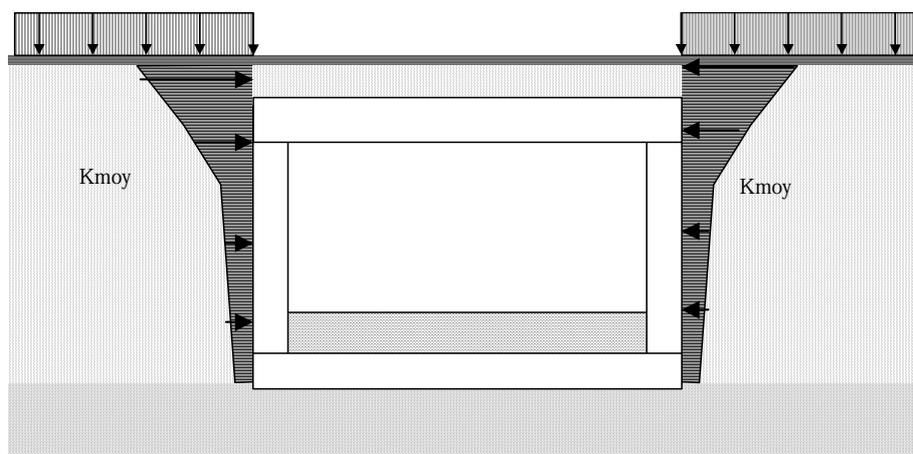


Figure 2-6 – Poussée des charges d'exploitation

3 - Modèles de fatigue (FLM)

3.1 - Généralités

La vérification d'un ouvrage à la fatigue est traitée de manière générale dans la section 4.6 de l'EC1-2 et ensuite détaillée pour chaque matériau dans l'Eurocode correspondant :

- section 6.8 de l'EC2-1-1 pour le béton,
- EC3-1-9 et section 6.8 de l'EC4-2 pour l'acier et les ponts mixtes.

Pour des informations spécifiques à l'un ou l'autre des matériaux, on pourra se reporter aux guides Sétra :

- Eurocode 2 – Application aux ponts-routes en béton, Chapitre 6 Section V,
- Ponts mixtes aciers-béton – Guide de conception durable, Partie II Chapitre 9.

On n'abordera dans le présent guide que les questions indépendantes du choix du matériau.

3.2 - Les différents modèles de charges et leur utilisation

L'Eurocode 1 définit cinq modèles différents de charge de trafic :

3.2.1 - FLM1 & FLM2

Le modèle 1 ou FLM1 (pour Fatigue Load Model 1) est bâti à partir du modèle de charge LM1 avec des intensités de charge légèrement réduites. Le modèle 2 correspond à un ensemble de camions dits "fréquents" sur les routes européennes.

Ces deux modèles permettent une justification simple à la fatigue basée sur la détermination d'une seule étendue maximale de contrainte. On calcule soit l'effet statique du véhicule FLM1, soit le maximum des effets de chacun des camions du FLM2 séparément (c'est-à-dire sans présence simultanée de plusieurs camions sur le pont), et on en déduit une étendue de contrainte. Si celle-ci est inférieure à une valeur fixée (égale à la limite de fatigue à amplitude de contrainte constante du matériau), la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée.

Cependant, ces limites de fatigue sont très sécuritaires et souvent dépassées dans la pratique.

3.2.2 - FLM3

Le modèle 3 est constitué d'un véhicule unique : un poids lourd à 4 essieux de 120 kN chacun. Ce modèle a été défini pour représenter les effets du trafic total sur n'importe quel ouvrage, moyennant l'application d'un coefficient d'ajustement appelé coefficient d'endommagement équivalent et noté λ_s .

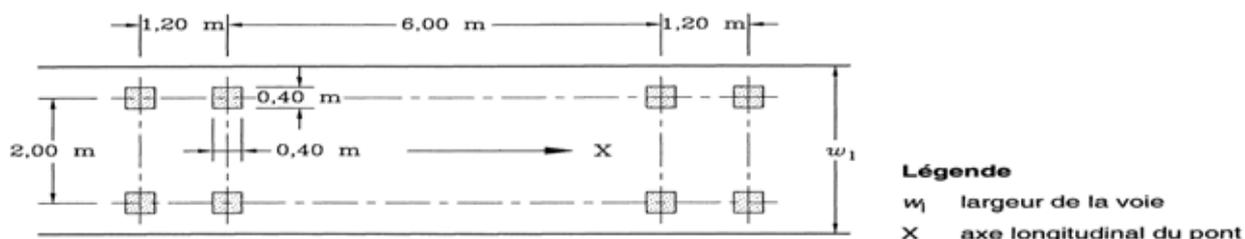


Figure 3-1 – Camion du modèle de charges de fatigue FLM3

A partir de ce modèle, une méthode dite "équivalente" consiste à calculer l'étendue de contrainte maximale sous le passage de ce seul camion, pondéré du coefficient d'ajustement λ_s et à déterminer avec cette étendue de contrainte équivalente la durée de vie en fatigue du détail étudié à partir des courbes S-N. Cette méthode

"équivalente" ainsi que le calcul du coefficient λ_s sont développés dans les Eurocodes matériaux (Annexe NN de l'EC2-2 et Article 9.5.2 de l'EC3-2).

Cependant, elle présente plusieurs limites qu'il faut connaître :

- tout d'abord, la calibration du coefficient d'endommagement équivalent, pour la flexion longitudinale, a été effectuée sur des poutres à une travée ou à 3 travées continues de longueur identique. Elle est donc sujette à caution pour des configurations trop différentes, comme par exemple un ouvrage à 4 appuis avec des travées de rive nettement plus courtes que la travée centrale ;
- par ailleurs une hypothèse de linéarité a été faite pour la calibration entre la variation de moment ΔM et l'étendue de contrainte dans l'acier $\Delta\sigma_s$. Cette linéarité est mise en défaut dans les zones de moment nul des poutres continues en béton armé ou des dalles de pont mixte et pour la flexion longitudinale des ponts en béton précontraint; l'étendue de contrainte dépend en effet de l'état de base à partir duquel va s'appliquer la charge cyclique.

3.2.3 - FLM4

Le modèle 4 consiste en un ensemble de 5 camions standard produisant des effets équivalents à ceux d'un trafic typique des routes européennes. A partir d'informations sur le type de trafic que supporte l'ouvrage, les tableaux 4.5 et 4.7 de l'EC1-2 permettent de pondérer les 5 camions de ce modèle et de simuler un trafic supposé produire un endommagement de fatigue équivalent à celui du trafic réel. A partir de ce trafic, on peut déterminer le spectre de variation de contraintes sur l'ouvrage et calculer l'endommagement cumulé au cours du temps.

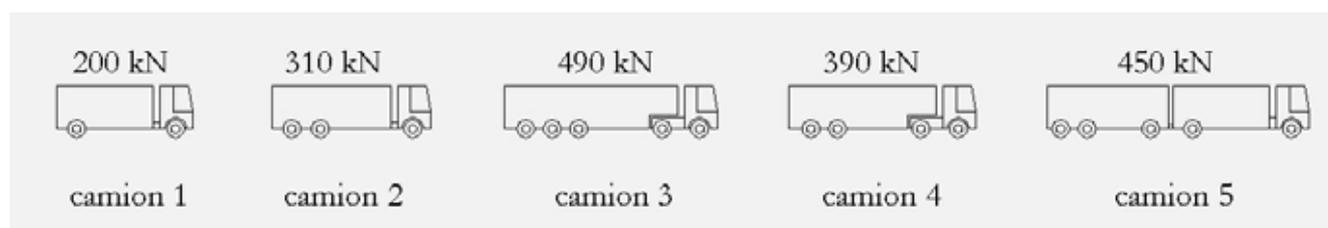


Figure 3-2 – Camion du modèle de charges de fatigue LMF4

Cependant, l'utilisation de cette méthode présente une limite majeure, puisque chaque camion standard est supposé parcourir le pont en l'absence de tout autre véhicule. Elle n'est donc valable que lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur l'ouvrage peut être négligée. Dans la pratique, elle n'est applicable qu'aux ouvrages de dimensions faibles ou moyennes (essentiellement les ponts-types).

3.2.4 - FLM5

Le modèle le plus général est le FLM5, il consiste à utiliser l'enregistrement d'un trafic réel comparable à celui que connaîtra l'ouvrage, afin d'obtenir le spectre des variations de contraintes et l'endommagement cumulé au cours du temps.

Il est également possible d'utiliser le FLM4 en le complétant par des données supplémentaires sur la répartition des camions dans le trafic (distance entre véhicules sur une même voie, concomitance et croisement de camions, densité du trafic par voie...) pour simuler un trafic ayant les mêmes caractéristiques statistiques que le trafic réel.

La limite de ces méthodes de calcul très générales réside dans la complexité et la quantité d'informations nécessaires sur le trafic. Le résultat du calcul en fatigue y est très lié à la description du trafic en entrée ; il est donc à manier avec prudence. En l'absence d'informations précises sur le trafic vu par l'ouvrage, il vaut mieux se contenter du modèle FLM3.

Type de véhicule			Type de trafic			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
Camion	Espacement des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Tableau 3-1 – Tables de répartition des camions en fonction du trafic (Table 4.7 EC1-2)

3.3 - Combinaison d'actions de fatigue et trafic concomitant

3.3.1 - Combinaison d'actions

L'article 6.8.3 de l'EC2-1-1 indique la combinaison d'actions à appliquer pour une vérification à la fatigue. Cette combinaison se décompose en :

- la charge cyclique de fatigue Q_{fat} (camions),
- une combinaison de base C_0 des charges non-cycliques représentant l'état moyen de l'ouvrage en service à vide (charges permanentes, variation de température...).

La combinaison de base est équivalente à la combinaison fréquente de l'ELS sans charges cycliques. Dans la plupart des cas cette combinaison pourra s'écrire :

$$C_0 = G + P + 0,6 \cdot \Delta\theta \quad \text{où } \Delta\theta = \text{est le gradient thermique}$$

Comme indiqué dans l'article 6.8.3 (3) de l'EC2-1-1, on doit prendre en compte la combinaison de base la plus défavorable dans le temps.

Il est important de définir une combinaison de base sur des sections pour lesquelles la relation contrainte-effort n'est pas linéaire. L'étendue de contrainte dépend en effet de l'état de base à partir duquel va s'appliquer la charge cyclique. C'est le cas pour les armatures dans les zones de moment nul des poutres continues en béton armé ou des dalles de ponts mixtes, pour les armatures ou la précontrainte adhérente des sections de béton précontraint.

Sur les sections pour lesquelles la relation contrainte-effort reste linéaire (structures métalliques, encorbellement en béton armé, ...), il n'est pas nécessaire de calculer cette combinaison de base.

3.3.2 - Trafic concomitant

L'utilisation des modèles FLM1, FLM2 et FLM3 se fait sans trafic concomitant. Les modèles FLM5 ou FLM4 affiné correspondent à une simulation ou un enregistrement de trafic réel ; ils intègrent donc déjà les concomitances.

Pour le modèle FLM3, l'annexe nationale précise que la règle de l'article 4.6.3(3) de l'EC1-2 n'est pas à appliquer. Cette règle prévoit la possibilité d'ajouter un petit camion derrière le camion calibré, semblable à celui-ci en géométrie mais avec 30 % de sa charge. Dans certains cas (sur appui notamment), les effets combinés de deux véhicules circulant sur la même voie peuvent être sensiblement plus élevés que ceux d'un unique véhicule. Toutefois, les valeurs du coefficient d'endommagement équivalent λ sont calibrées (EC3-2 §9.5 et annexe NN de l'EC2-2) sur la base d'un seul véhicule par voie lente, l'effet néfaste du deuxième véhicule étant pris en compte dans le calcul de l'étendue de contrainte équivalente. L'annexe nationale §4.6.4 de l'EC1-2 indique donc qu'un seul véhicule **par voie lente** sera pris en compte. Ce qui n'exclue pas d'avoir plusieurs voies lentes, le coefficient λ_4 permettant de le prendre compte.

3.4 - Points spécifiques pour la fatigue

3.4.1 - Précision sur la notion de ligne d'influence dans λ_1 pour LMF3

Comme indiqué précédemment, l'utilisation de la méthode "équivalente" avec le modèle de charge n°3 nécessite le calcul d'un coefficient d'endommagement équivalent λ (facteur d'équivalence d'endommagement, voir EC3-2 § 9.5). Sans entrer dans les détails, ce coefficient se présente comme le produit de plusieurs coefficients d'ajustement, $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$, permettant de prendre en compte respectivement la géométrie de l'ouvrage, la composition réelle du trafic, la durée de vie souhaitée de l'ouvrage ou le nombre de voies lentes sur celui-ci.

Chaque coefficient d'ajustement varie en fonction de son paramètre suivant une relation qui diffère suivant le matériau vérifié (acier de charpente métallique, aciers passifs, précontrainte, ...). C'est pourquoi le calcul de ces coefficients est défini dans les Eurocodes propres à chaque matériau.

Le premier de ces coefficients λ_1 a été calibré à partir d'un trafic de référence très dense en poids lourds. Il tient compte du fait que ce trafic de référence n'a pas le même effet préjudiciable selon la géométrie du pont. Il est défini à partir d'abaques dont le paramètre d'entrée est "la longueur de la ligne d'influence" (EC2-2 Annexe NN et EC3-2 Article 9.5.2). Cette longueur de la ligne d'influence est définie comme :

- la longueur de la travée, pour la vérification d'une section en travée,
- la moyenne des longueurs des travées adjacentes, pour la vérification d'une section sur appui.

3.4.2 - Diffusion des efforts

L'article 4.3.6 de l'EC1-2 précise, que pour toutes les charges verticales concentrées utilisées pour des vérifications locales, il y a lieu de prendre en compte leur diffusion à 45° à travers le revêtement et à travers la dalle en béton ou le platelage métallique (selon les cas) jusqu'au niveau du plan moyen de la dalle ou du platelage.

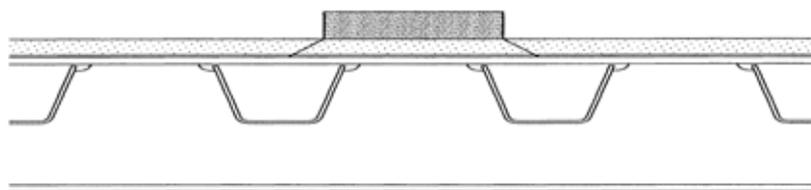


Figure 3-3 – Diffusion à travers un revêtement et dalle orthotrope

Cependant, aucune précision similaire n'est faite concernant les chargements de fatigue. Il y a donc lieu de se placer dans le sens de la sécurité et de ne pas diffuser les charges concentrées des roues pour les charges de fatigue.

3.4.3 - Majoration dynamique $\Delta\phi_{fat}$

Les modèles 1 à 4 tiennent compte d'une majoration dynamique correspondant à une bonne qualité de revêtement. A proximité des joints de dilatation, il convient d'appliquer à toutes les charges un coefficient de majoration dynamique supplémentaire défini à l'article 4.6.1 alinéa (6) de l'EC1-2.

$$\Delta\phi_{fat} = \max \left[1; 1,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{26} \right) \right]$$

avec D est la distance entre la section transversale considérée et le joint de dilatation.

3.5 - Positionnement des charges de fatigue

La seule exception à la règle précédente concerne le positionnement des charges de fatigue pour l'étude des effets généraux des actions, position qui doit être liée au trafic prévu. Le projet particulier doit donc spécifier les zones à l'intérieur desquelles doivent être appliqués les modèles de fatigue [EC1-2/NA 4.6.1 (4) Note]. Ces zones intégreront au minimum les voies lentes telles que résultant du marquage au sol à la mise en service de l'ouvrage. Il convient également de tenir compte des évolutions prévisibles du profil en travers (cas des ouvrages avec phasage transversal en particulier).

Considérons par exemple un marquage au sol selon la figure suivante :

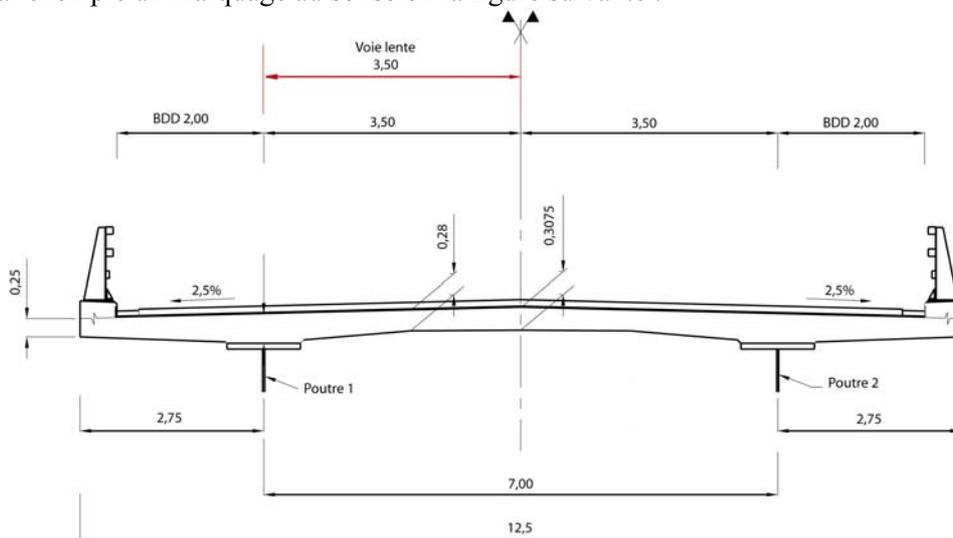


Figure 3-4 – Zone de voie lente de gauche identifiée au projet égale au marquage au sol de la voie lente

Pour l'étude des effets généraux de fatigue (fatigue des poutres maîtresses), les convois de fatigue seront centrés dans des voies de largeur 3,00 m (ou largeur w_l plus généralement) situées dans l'emprise des voies physiques résultant du marquage au sol. On obtient donc les différents positionnements suivants pour la voie de gauche :

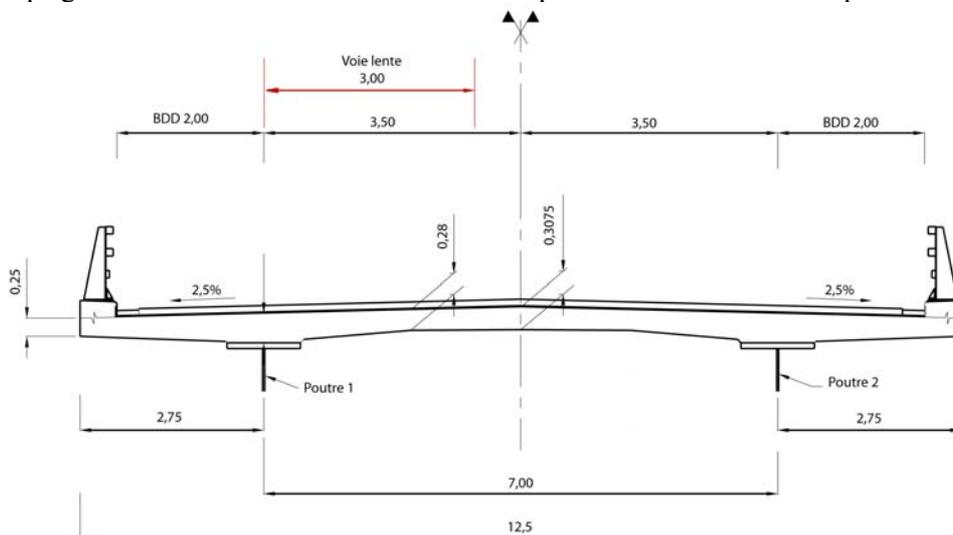


Figure 3-5 – Première position de la voie lente de gauche à considérer pour l'étude des effets généraux

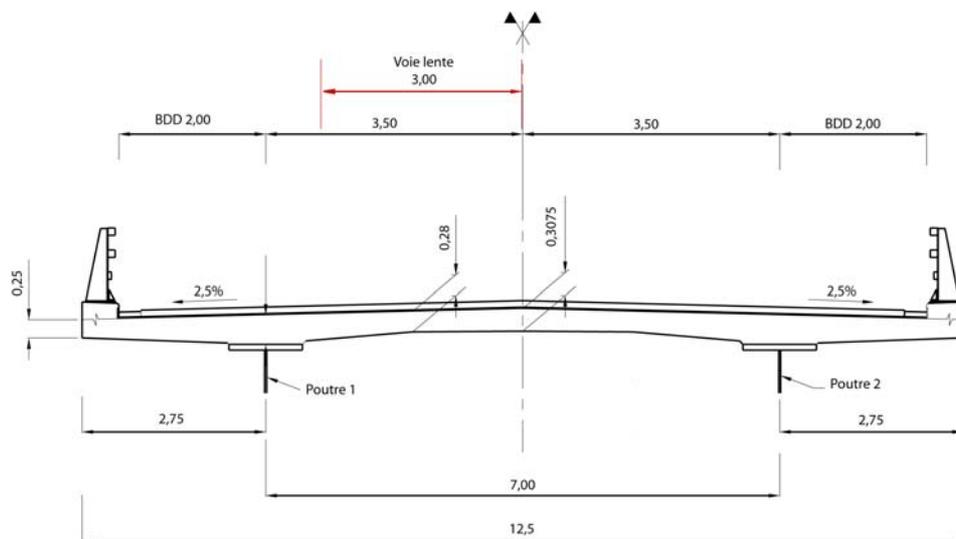


Figure 3-6 - Seconde position de la voie lente de gauche à considérer pour l'étude des effets généraux

Dans l'exemple traité, c'est la première position qui donnera les effets les plus défavorables pour l'étude en fatigue des poutres maîtresses.

On peut toutefois être amené à envisager une zone de voie lente plus large, afin de tenir compte d'éventuelles variations ultérieures du profil en travers. Dans notre cas de figure, si on envisage un doublement de l'ouvrage et un passage à circulation unique sur le tablier considéré, avec bande d'arrêt d'urgence de 3,00 m, la voie lente sera décalée de 1,00 m vers le centre de la dalle. On peut donc définir une zone élargie de 1,00 m vers le centre pour couvrir un tel cas de figure.

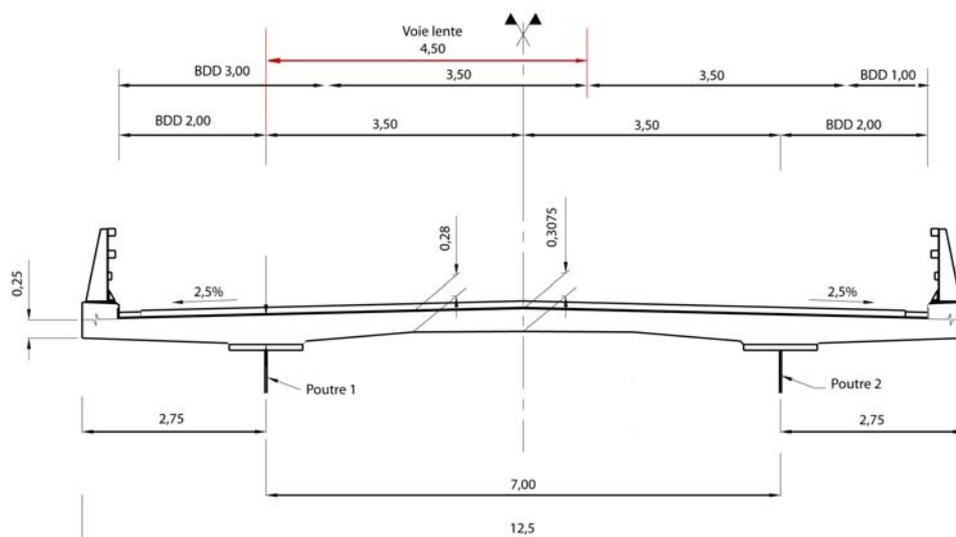


Figure 3-7 - Zone de voie lente de gauche élargie pour tenir compte d'évolutions ultérieures du profil en travers

A l'inverse, on peut imaginer que le profil en travers de ce même ouvrage soit un jour modifié par ajout d'une voie réservée de 3,50 m au centre de la dalle, pour le passage d'un transport en commun par exemple ; les véhicules seraient alors décalés sur les encorbellements, avec une BDD de 0,25 m par exemple. Dans ce cas, la zone de voie lente doit être élargie de 1,75 m vers l'encorbellement.

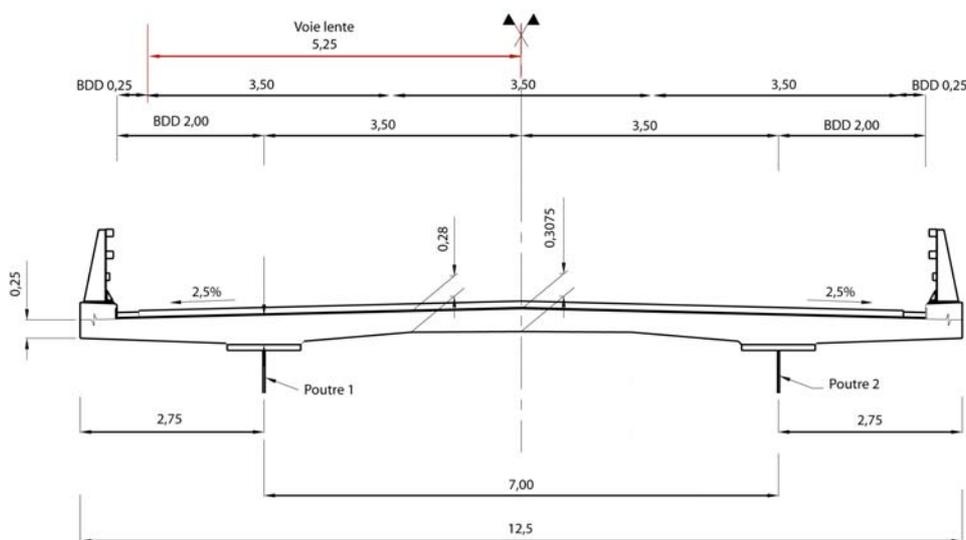


Figure 3-8 – Zone de voie lente de gauche élargie pour tenir compte d'évolutions ultérieures du profil en travers

Pour être moins pénalisant pour le dimensionnement, on aurait pu aussi décider de passer à 3 voies de 3,33 m au lieu de 3,50 m en 2^{ème} phase et une BDD de 0,50 m, l'excentrement des charges serait alors réduit, la largeur de la voie lente serait alors de 5,00 m.

La détermination des zones de voies lentes doit être déterminée en accord avec le maître d'ouvrage.

4 - Véhicules spéciaux sur les ponts (LM3)

4.1 - Vocabulaire

L'Eurocode 1-2 utilise le terme "véhicule spécial". Ce terme désigne :

- soit un véhicule civil circulant sous couvert de la réglementation relative aux transports exceptionnels,
- soit un véhicule militaire lourd (cf. alinéa (2) du § 4.2.1 de l'Eurocode 1-2).

Note : ne pas confondre avec le "véhicule ou engin spécial" défini à l'article R311-1 du Code de la Route (engin automoteur ou remorqué servant à l'élévation, au gavage ou au transport de produits de toute nature, à l'exclusion du transport de personnes autres que le conducteur et éventuellement un convoyeur, et dont la vitesse ne peut excéder par construction 25 km/h).

Par ailleurs, on appelle "train de convois" la circulation organisée de plusieurs véhicules spéciaux se déplaçant simultanément dans le cadre d'une même opération. Par exemple les porte engins blindés Leclerc se déplacent en général en trains de convois.

4.2 - Le contexte réglementaire

En France, le corpus réglementaire pour les ouvrages d'art en matière de transports exceptionnels est principalement constitué des trois textes suivants :

- le Code de la Route. Il donne la définition d'un transport exceptionnel ;
- "l'arrêté du 4 mai 2006 relatif aux transports exceptionnels de marchandises, d'engins ou de véhicules et ensembles de véhicules comportant plus d'une remorque" (modifié par l'arrêté du 4 septembre 2007) définit trois catégories de transports exceptionnels en fonctions des encombrements des véhicules, des poids à l'essieu ou par groupe d'essieux, des poids totaux et de la répartition longitudinale des charges ;
- les Eurocodes 0 et 1-2 et leurs annexes nationales et en particulier le guide annexé à l'annexe nationale de l'Eurocode 1-2 appelé "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers". Ce guide définit les règles de calculs à appliquer en fonction des conditions de circulation retenues (trafic routier concomitant, vitesse, position transversale, etc.).

Note : il est rappelé que l'annexe A informative de l'Eurocode 1-2 n'a pas été retenue dans l'annexe nationale et ne doit donc pas être utilisée.

A ces documents, il convient d'ajouter :

- le document Sétra d'octobre 1982 joint à la lettre-circulaire du 20 juillet 1983. Ce guide définit des véhicules spéciaux civils types.
- les textes relatifs aux charges militaires (article 9 du titre II du fascicule 61 du CPS pour la définition des véhicules militaires types M80 et M120 à la date de rédaction du présent guide).

Ces divers textes sont complémentaires et forment un ensemble cohérent.

Véhicules spéciaux (VS) à prendre en compte lors de la conception

La prise en compte éventuelle de véhicules spéciaux pour le dimensionnement des ponts routiers est spécifiée par le CCTP conformément à l'alinéa (2) du paragraphe 4.2.1 de l'EC1-2.

Note : les effets des véhicules spéciaux des 1^{ère} et 2^{ème} catégories, au sens de l'arrêté du 4 mai 2006, qui vérifient les règles de répartition longitudinale des charges de l'annexe 3 de cet arrêté et qui circulent à vitesse normale et mêlés au trafic routier, sont automatiquement couverts par les effets du modèle de charge 1. Il est donc inutile de les définir au marché et les seuls cas qui sont susceptibles d'être pris en compte pour la conception d'un ouvrage sont les suivants :

- véhicules spéciaux ne satisfaisant pas aux règles de répartition longitudinale des charges de l'annexe 3 de l'arrêté du 4 mai 2006,

- **véhicules spéciaux de 3^{ème} catégorie,**

- **trains de convois si plusieurs véhicules spéciaux peuvent se trouver simultanément sur l'ouvrage.**

Il est à noter que les règles de calculs du "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers" s'appliquent également au cas des véhicules militaires conformément à l'alinéa (6) de son article 1.

4.3 - Prise en compte et Définition du modèle de charge LM3

La prise en compte éventuelle de véhicules spéciaux pour le dimensionnement des ponts routiers est spécifiée par le projet individuel conformément à l'alinéa (2) du paragraphe 4.2.1 de l'EC1-2.

Le projet individuel spécifie pour le véhicule spécial les conditions de passage sur le pont. Il peut spécifier des conditions de passage restrictives, passage sans trafic routier concomitant, passage selon une position transversale imposée, passage à faible vitesse, conditions qui peuvent être cumulées.

Le modèle de charge LM3 est composé d'un ou plusieurs Véhicules Spéciaux accompagnés éventuellement d'un trafic routier normal modélisé par le modèle de charge LM1. L'annexe nationale de l'EC1-2 précise que le trafic routier à prendre en compte est le LM1 dans sa forme fréquente.

Sauf indication contraire du projet individuel, il convient de considérer les véhicules spéciaux comme associés à des situations de projet durables. Le projet individuel peut spécifier des situations de projet transitoires dans le cas de ponts non soumis à des passages fréquents de véhicules spéciaux.

4.4 - Hypothèses à préciser dans le CCTP

Dans le cas où des véhicules spéciaux doivent être pris en compte pour la conception d'un ouvrage, les calculs correspondants sont menés conformément au "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers".

Afin de pouvoir appliquer ce document, les hypothèses suivantes doivent être définies au CCTP.

4.4.1 - Caractéristiques des Véhicules Spéciaux (VS)

Le marché doit préciser les caractéristiques des véhicules spéciaux spécifiés, il peut s'agir :

- de véhicules spéciaux particuliers connus et susceptibles de franchir l'ouvrage (transports de masses indivisibles, grues automotrices, etc.) ;
- de véhicules spéciaux civils types considérés comme représentatifs de grandes familles de véhicules spéciaux. Le "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers" n'indique pas des configurations types de véhicules spéciaux. A la date de rédaction de ce guide, on se référera au document Sétra d'octobre 1982 joint à la lettre-circulaire du 20 juillet 1983 pour la détermination des véhicules spéciaux types.

De même, le projet peut indiquer des véhicules spéciaux militaires à prendre en compte, il peut s'agir :

- de véhicules spéciaux militaires particuliers et susceptibles de franchir l'ouvrage (trains de convois de porte engins blindés Leclerc, etc.) ;
- de véhicules spéciaux militaires types (M 80 ou M 120, etc.).

Pondération des charges nominales

Le CCTP précise le coefficient pondérateur des charges nominales pour obtenir des charges caractéristiques. En l'absence d'indication du marché sur ce point, le coefficient est en général pris égal à 1,1.

Note : ce coefficient est destiné à couvrir des déséquilibres de charges sur les essieux dus à la non-planéité, aux pentes des chaussées ou aux tolérances de position des colis, ainsi que les incertitudes sur son poids réel. Pour les véhicules spéciaux dont le poids et la répartition des charges sont connus avec précision ce coefficient peut être réduit (à 1,05 par exemple).

4.4.2 - Conditions de circulation des véhicules spéciaux

Le marché doit préciser les conditions de circulation à considérer.

Trafic concomitant

Le CCTP précise si le véhicule spécial circule seul sur ouvrage ou s'il est mêlé au trafic courant.

Nombre de véhicules spéciaux simultanément sur l'ouvrage

Dans le cas d'un train de convois et si plusieurs véhicules spéciaux peuvent se trouver simultanément sur un ouvrage, le CCTP doit préciser le nombre de véhicules du train de convois. En l'absence d'indication du marché sur ce point, il convient de ne retenir en général qu'un seul véhicule spécial.

Espacement entre deux véhicules spéciaux

Dans le cas d'un train de convois, le CCTP précise l'espacement entre deux véhicules spéciaux. En l'absence d'indication du marché sur ce point on peut retenir en général une distance de 25 mètres (il s'agit de la distance libre entre pare-chocs des véhicules). L'annexe nationale fixe la distance minimale à 10 mètres.

Vitesse de circulation

Le CCTP précise la vitesse de circulation, circulation à faible vitesse (inférieure ou égale à 5 km/h) ou à vitesse normale (de l'ordre de 70 km/h).

Note : cette donnée permet de définir les majorations dynamiques et les efforts horizontaux à prendre en compte.

Un coefficient dynamique est défini dans le cas de la vitesse normale :

$$\delta = 1 + \frac{0,7}{1 + 0,2.L}, \quad \text{où } L \text{ est la longueur d'influence}$$

A vitesse normale, les forces de freinage sont à prendre en compte. L'annexe nationale précise que la force de freinage est prise égale à 30 % du poids du véhicule spécial. De plus il ne peut y avoir au plus que 2 véhicules spéciaux qui freinent en même temps sur l'ouvrage. Au projet individuel, il peut y avoir lieu en plus de spécifier des forces centrifuges et des forces moteurs.

Bande d'arrêt d'urgence et bandes dérasées

Le CCTP précise si la circulation du véhicule spécial est possible sur les bandes d'arrêt d'urgence ou sur les bandes dérasées. En l'absence d'indication du marché sur ce point, le véhicule est supposé pouvoir circuler sur toute la largeur de la chaussée.

Note : cette disposition est destinée à couvrir le cas d'un véhicule spécial en panne garé sur la bande d'arrêt d'urgence ou une modification des voies définitive ou provisoire (phase de travaux par exemple).

Position transversale

Le CCTP précise si le véhicule spécial doit circuler impérativement selon un axe imposé et avec une tolérance de positionnement transversal. C'est généralement le cas pour les véhicules spéciaux très lourds et circulant seuls sur ouvrage.

Le CCTP peut également indiquer une distance minimale par rapport au dispositif de retenue.

Note : l'attention est attirée sur le fait que la position la plus favorable d'un point de vue structurel n'est pas toujours l'axe de l'ouvrage notamment pour les ponts à 3 poutres.

Fréquence de passage

Le CCTP précise la fréquence de passage du véhicule spécial retenu.

Note : cette information est utile pour :

- justifier des ouvertures de fissures en calcul BP,
- effectuer d'éventuelles vérifications à la fatigue,
- déterminer le coefficient ψ_1 qui varie entre 0 et 1 selon les cas (cf. tableau A2.1 de l'annexe nationale de l'annexe A1 de l'Eurocode 0). Pour les véhicules spéciaux types, on retient $\psi_1 = 0,85$, pour les véhicules spéciaux particuliers, en l'absence d'indication du marché sur ce point on retiendra $\psi_1 = 1$.

Cas d'un passage d'un engin sur l'ouvrage avec une fréquence faible : si le nombre de passage de l'engin est inférieur à 1 fois tous les 2 ans, on peut prendre $\psi_1 = 0$, c'est-à-dire que l'on ne prend pas en compte la combinaison fréquente.

4.5 - Les véhicules types militaires

4.5.1 - Caractéristiques et conditions de circulation

Le présent paragraphe reproduit des extraits l'article 9 du titre II du fascicule 61 de CPS (règlement de charges français précédant l'Eurocode 1-2) définissant les caractéristiques de véhicules militaires types appelés M 80 et M120 et leurs conditions de circulation. Dans ce texte, le terme "convoi" désigne un "train de convois" militaire.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Me et Mc, dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont, chaque système étant exclusif de toute autre charge routière :

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles ;

Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux.

Convoi M 80 :

Un véhicule type du système Mc 80 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale 72 tonnes
 Longueur d'une chenille 4,90 m
 Largeur d'une chenille 0,85 m
 Distance d'axe en axe des deux chenilles 2,80 m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

Les deux essieux qui constituent le système Me 80 sont distants de 1,50 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 22 tonnes, sa largeur est de 3,50 m ; sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,50 m et le côté longitudinal 0,12 m.

Convoi M 120 :

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

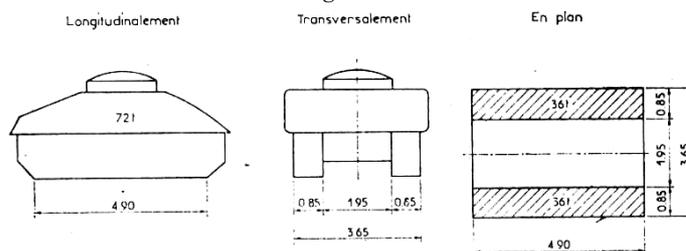
Masse totale 110 tonnes
 Longueur d'une chenille 6,10 m
 Largeur d'une chenille 1,00 m
 Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

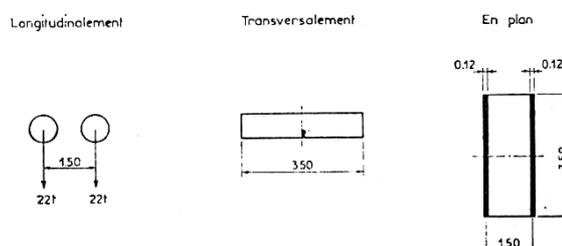
Les deux essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est de 4,00 m ; sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinal 0,15 m.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi : dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 mètres.

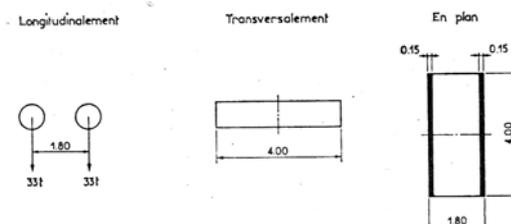
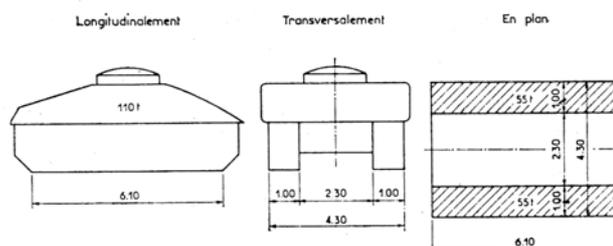
Figure 4-1



Système Me 80



Système Me 120



Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 mètres réservées le long des dispositifs de sécurité.

Les rectangles d'impact des essieux constituant les systèmes Me sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de retenue.

« Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires » *

Ce dernier extrait (*) sous entend que les engins se déplacent à vitesse normale.

« Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. »**

Cet extrait (**) n'est plus exact si l'on applique les règles du LM3 : à vitesse rapide, on a maintenant en plus l'effort de freinage dû à l'engin si on applique le char comme un véhicule spécial.

4.6 - Exemples de positionnement des voies

Le présent paragraphe donne quelques indications relatives au positionnement des voies de circulation conformément au "Guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers".

Suivant l'effet recherché, le positionnement des voies peut-être très différent. Néanmoins il doit respecter les règles de l'Eurocode concernant le véhicule spécial ainsi que la circulation concomitante.

4.6.1 - Exemple d'un ouvrage autoroutier à 3 voies de circulation

Hypothèses

- ouvrage de 2^{ème} classe,
- véhicule réel (pas véhicule type) de 3 m de large,
- circulation mêlée au trafic courant,
- un seul véhicule spécial,
- pas de restriction sur la position transversale, véhicule sur la BAU. Une distance de 50 cm a cependant été retenue par rapport au nu du dispositif de sécurité.

Trafic routier concomitant

a) charges uniformément réparties (système UDL) : Les intensités des charges réparties qui dépendent de l'endroit où elles sont appliquées sont à multiplier par $\psi_0 = 0,4$:

sur la "voie 1" : une charge répartie de $0,4 \times 9 \times 0,7 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

sur les autres voies et sur les aires résiduelles : une charge répartie de $0,4 \times 2,5 \times 1 = 1 \text{ kN/m}^2$

b) charges ponctuelles (tandems TS) placés sur les trois premières voies dont les intensités varient en fonction de la voie chargée et sont à multiplier par $\psi_0 = 0,75$:

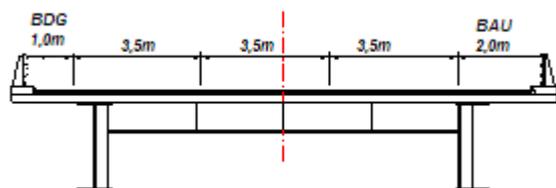
sur la "voie 1" : un tandem de charge d'essieu valant $0,75 \times 300 \times 0,9 = 202,5 \text{ kN}$

sur la "voie 2" : un tandem de charge d'essieu valant $0,75 \times 200 \times 0,8 = 120 \text{ kN}$

sur la "voie 3" : un tandem de charge d'essieu valant $0,75 \times 100 \times 0,8 = 60 \text{ kN}$

sur les autres voies et sur les aires résiduelles : pas de tandem

Les configurations dessinées ci-dessous ne sont pas exhaustives et correspondent par exemple à l'étude de la flexion de la poutre de droite.



Voies de circulation réelles

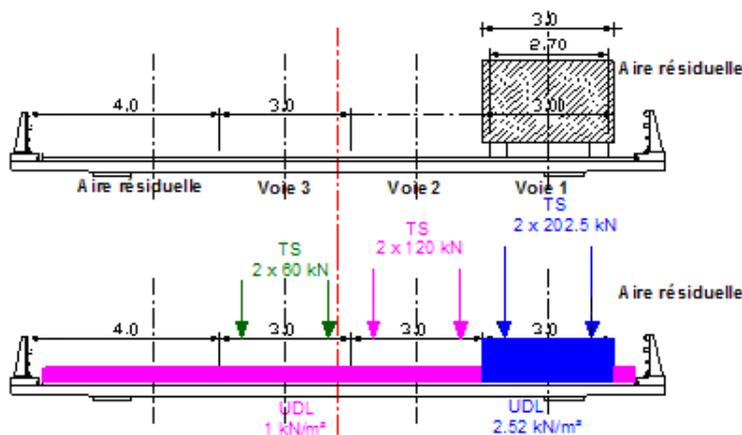
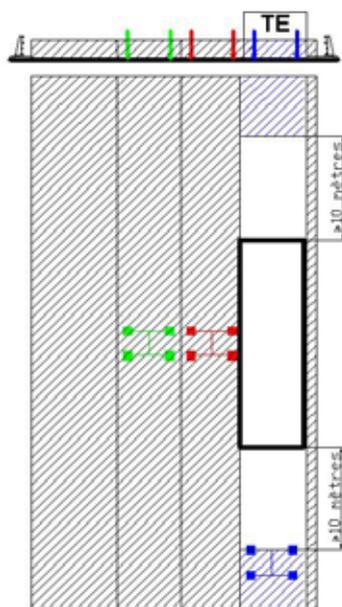


Figure 4-2 – 1^{ère} configuration de calcul

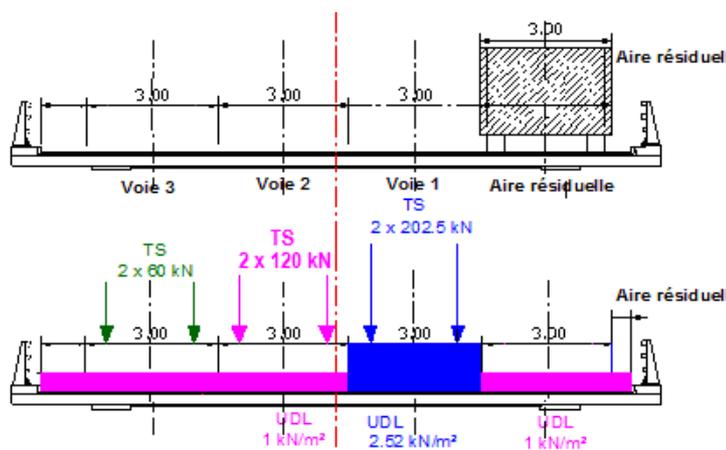
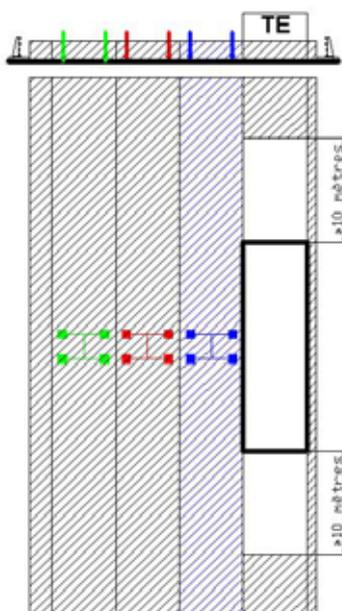


Figure 4-3 – 2^{ème} configuration de calcul

Combinaisons d'action

Le groupe de charges correspondant aux véhicules spéciaux est appelé groupe 5 et noté gr5.

"LM3" désignant le véhicule spécial, "LM3 freinage" désignant les forces de freinage correspondantes, et δ désignant le coefficient de majoration dynamique du véhicule spécial on a :

$$\text{groupe 5} = \text{gr5} = Q_{\text{LM3} \times \delta} + Q_{\text{"LM3 freinage"}} + Q_{0,4\text{UDL} + 0,75\text{TS}}$$

NOTE – si les véhicules circulent à vitesse normale : $\delta > 1$ et "LM3 freinage" > 0

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

ELU combinaison fondamentale pour situations de projet durable et transitoire	$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{kj,\text{sup}} + 1,00 G_{kj,\text{inf}}) + \gamma_P P + 1,35 \text{gr5}$
ELS combinaison caractéristique	$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}}) + P_k + \text{gr5} + 0,6T_k$
ELS combinaison fréquente	$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}}) + P_k + \psi_1 \text{gr5} (+ 0,5T_k)$

En toute rigueur, dans la combinaison fréquente, il y a lieu de prendre en compte la température en accompagnement (valeur quasi permanente), contrairement à ce qui est indiqué dans l'annexe nationale.

La combinaison fréquente n'est à prendre en compte que si la fréquence de passage est grande (supérieure à 1 fois tous les 2 ans).

4.6.2 - Cas d'un ouvrage d'art très large

Dans le cas d'un pont très large, plusieurs configurations sont envisageables.

Hypothèses

- ouvrage à 2 sens de circulation avec séparateur central indémontable.
- Véhicule réel (pas véhicule type) de 3 mètres de large
- Un seul véhicule spécial



Figure 4-4

Les configurations dessinées ci-dessous ne sont pas exhaustives et correspondent par exemple à l'étude de la flexion de la poutre de gauche dans l'hypothèse d'un bipoutre.

Cas où le véhicule spécial peut circuler mêlé à la circulation courante

Note : des configurations avec des voies de la chaussée de droite non chargées peuvent être plus sévères vis-à-vis de l'effet étudié.

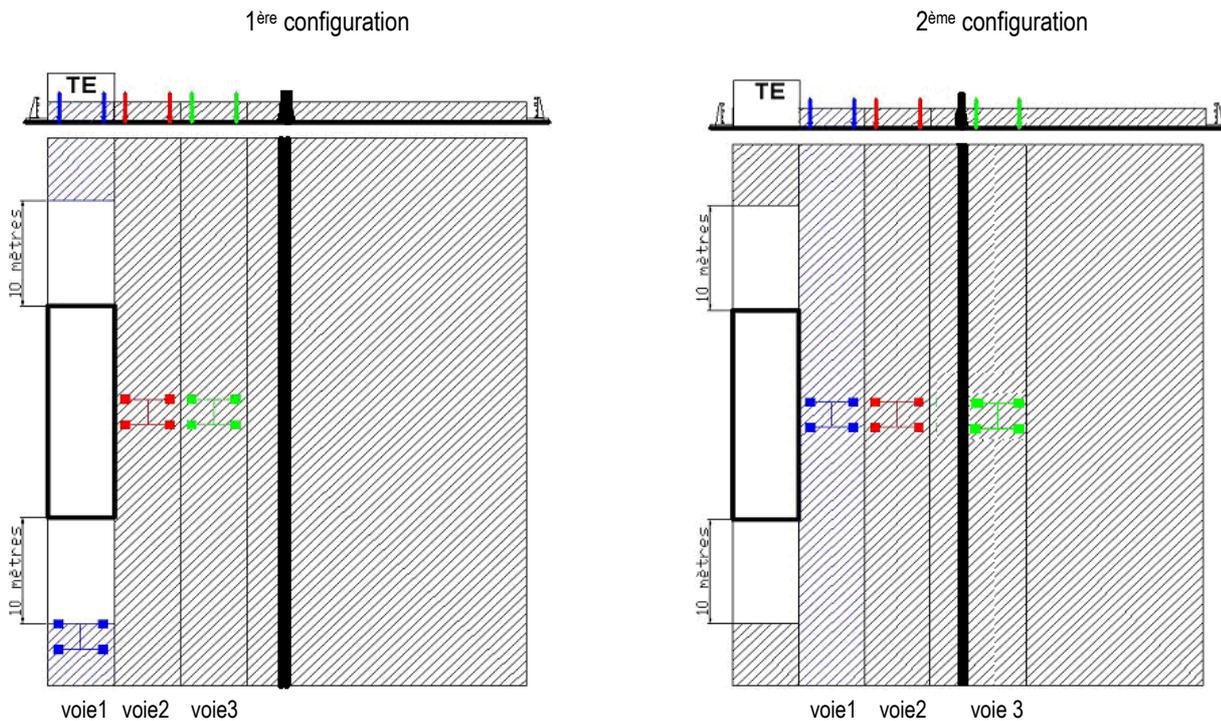


Figure 4-5

La valeur de 10 mètres est la valeur minimale, mais suivant la ligne d'influence de l'effet recherché, associer la voie n°1 (TS de 600 kN et UDL de 90 KN/m²) à celle du véhicule spécial n'est pas forcément le plus défavorable; cela se comprend aisément si l'on considère une travée isostatique d'une longueur inférieure à celle du véhicule spécial augmenté de 2 fois 10 mètres. Ainsi le cas de chargement le plus pénalisant pourra être obtenu par l'une ou l'autre des configurations de la Figure 4-5 précédente.

Cas où le véhicule spécial circule seul sur son sens de circulation

Note 1 : des configurations avec des voies de la chaussée de droite non chargées peuvent être plus sévères vis-à-vis de l'effet étudié.

Note 2 : des positions transversales du véhicule spécial plus favorables sont envisageables.

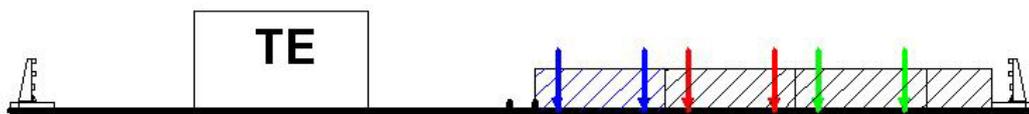


Figure 4-6

Cas où le véhicule spécial circule seul sur l'ouvrage

Note : des positions transversales du véhicule spécial plus favorables sont envisageables.



Figure 4-7

5 - Cas des passerelles

Ce chapitre traite des actions sur les passerelles piétonnes. Les actions principales et spécifiques des passerelles piétonnes sont les charges dues aux piétons, qu'elles soient statiques (1.1) ou dynamiques (1.2). Cependant, certaines actions particulières sont à prendre en compte sur les passerelles. Elles font l'objet du paragraphe 5.2.

On notera également que les charges pour les passerelles définies par les Eurocodes peuvent ne pas être adaptées pour les passerelles de grande largeur. Une largeur limite indicative de 6 mètres est donnée par l'Eurocode à l'article 5.1 (2) Note 2 de l'EC1-2 et de l'EC1-2 / NA, mais il est préférable de fixer cette limite au projet individuel.

Ce chapitre ne traite pas des trottoirs pour lesquels on se réfèrera au 0 § 1.5.

5.1 - Actions statiques dues aux piétons q_{fk}

L'Eurocode précise le chargement à prendre en compte sur les passerelles piétonnes, qui correspond à une charge surfacique à appliquer sur les parties défavorables des surfaces d'influence, longitudinalement et transversalement. L'Eurocode donne deux valeurs possibles pour cette charge q_{fk} :

- $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ (modèle de charge LM4),
- $q_{fk} = [2 + 120 / (L+30)] \text{ kN/m}^2$ avec un minimum de $2,5 \text{ kN/m}^2$ et un maximum de 5 kN/m^2 , L étant la longueur chargée.

Ces deux valeurs couvrent les effets des piétons, mais aussi ceux des deux-roues (EC1-2,5.2.1 (1)) ainsi que des charges d'exécution et d'entretien courantes d'importance mineure.

L'annexe nationale précise que la valeur qui dépend de la longueur chargée est celle à utiliser dans les cas courants, alors que la valeur de 5 kN/m^2 , extrêmement pénalisante pour les très grandes portées, est réservée aux cas de foule dense continue lorsque de telles possibilités existent (5 kN/m^2 correspond à peu près à 7 piétons par mètre carré), et lorsque toute la passerelle peut être chargée par une foule dense et pas simplement certaines parties de la passerelle.

Pour les vérifications locales, l'annexe nationale de l'Eurocode précise que l'on conserve le modèle de charge LM 4 (charge de 5 kN/m^2). Néanmoins, même sans cette précision, il apparaît qu'en pratique toutes les vérifications locales devraient être réalisées avec la charge de 5 kN/m^2 puisque l'on peut considérer alors qu'il suffit que la longueur chargée soit très faible pour produire l'effet maximum lorsqu'on s'intéresse aux effets locaux. La valeur de 5 kN/m^2 est en effet atteinte par la charge variable avec la longueur dès que la longueur chargée est inférieure à 10m, ce qui est largement suffisant pour les effets locaux.

Ainsi dans les faits, la charge dépendant de la longueur n'intervient que pour les vérifications de flexion longitudinale pour des passerelles qui ne sont pas soumises à des foules denses. Pour tous les autres cas, la valeur de 5 kN/m^2 est à utiliser. Il convient quoiqu'il en soit de la spécifier dans le projet individuel.

Il est important de noter que la charge surfacique est à appliquer sur les parties défavorables des surfaces d'influence. Celles-ci dépendent des effets recherchés. Ainsi pour les vérifications des moments de flexion longitudinale, on chargera la largeur complète de la passerelle (le chargement dans le sens longitudinal étant adapté pour produire l'effet maximum). Par contre, pour les vérifications de torsion, il est important de ne charger qu'une fraction de la largeur utile de la passerelle.

L'annexe nationale précise que lorsqu'on ne peut pas déduire une longueur d'une surface d'influence (passerelles avec biais, largeur variable etc.), il est recommandé de prendre comme longueur celle qui correspond à la longueur dans l'axe médian de la zone chargée.

Lorsque les parties défavorables des surfaces d'influence sont constituées de zones non continues, il y a lieu d'appliquer sur chacune des zones une charge surfacique dont l'intensité dépend de la longueur totale chargée.

Les figures suivantes montrent quelques illustrations de chargements piétonniers surfaciques en fonction du résultat recherché.

Les nouveaux chargements piétonniers issus de l'Eurocode ressemblent assez aux anciennes charges (4,5 kN/m² pour les effets locaux, $[2+150/(L+50)]$ kN/m² pour les charges générales). La charge locale est cependant plus élevée. Les charges générales des anciens et nouveaux textes, variant avec la longueur chargée, sont très proches comme l'illustre la figure 5-2.

5.2 - Actions statiques spécifiques aux passerelles

Outre les charges dues aux piétons, l'Eurocode et son annexe nationale précisent les charges concentrées à prendre en compte (qui se cumulent aux charges données ci-dessus) ainsi que les charges représentant des véhicules de service (qui ne se cumulent pas avec les charges données ci-dessus).

La charge concentrée à prendre en compte, notée Q_{fwk} , a une valeur de 10kN, agissant sur un carré de 10cm de côté. Elle n'est cependant pas prise en compte si un véhicule de service est utilisé dans le dimensionnement de la passerelle conformément à EC1-2 § 5.3.2.2 (3).

Les caractéristiques recommandées du véhicule de service sont données en 5.6.3 de l'EC1-2. Il est néanmoins toujours préférable que le maître d'ouvrage spécifie, dans le cadre du projet particulier, les caractéristiques à prendre en compte en fonction des règles imposées à l'admission des véhicules, de l'accessibilité aux véhicules, de la signalisation, et des véhicules de service qu'il utilise habituellement pour l'entretien des passerelles. Le modèle donné en 5.6.3 de l'EC1-2 peut dans certains cas être relativement dimensionnant (effets locaux).

L'Eurocode recommande également de ménager un tirant d'air suffisant sous la passerelle, pour éviter les chocs dus aux véhicules hors gabarit. En effet, les passerelles sont des objets plus légers, et donc plus sensibles aux chocs. Néanmoins, il est toujours possible de dimensionner la passerelle avec un choc de poids lourd au niveau du tablier, tel que défini dans la partie 1-7 de l'Eurocode 1.

5.3 - Actions horizontales sur les passerelles

Le paragraphe 5.4 de l'EC1-2 recommande la prise en compte d'une charge horizontale agissant le long de l'axe du tablier de l'ouvrage, au niveau de son revêtement. Sa valeur est la plus grande des valeurs suivantes :

- 10% de la charge uniformément répartie,
- 60% du poids total du véhicule de service.

Ces charges horizontales sont à utiliser avec la charge verticale correspondante et jamais avec la charge verticale de 10kN.

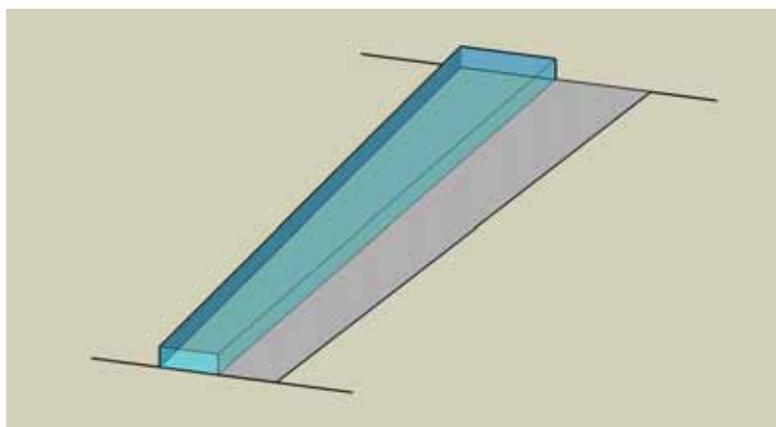


Figure 5-1 – Moment de torsion maximum recherché, l travée de largeur utile variable

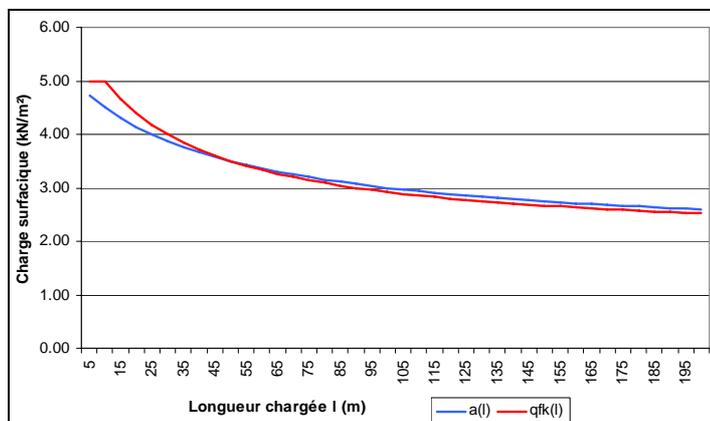


Figure 5-2 – Comparaison charges eurocodes/anciennes charges

5.4 - Actions dynamiques dues aux piétons

Les différentes règles présentes dans l'Eurocode 1 spécifiques aux actions dynamiques des piétons, et à la maîtrise des vibrations ont été écrites avant les réflexions nationales du groupe de travail Sétra/AFGC sur le sujet, et avant les phénomènes s'étant produit sur les passerelles de Solférino à Paris et du Millenium à Londres. Les réflexions, et surtout la méthodologie proposées dans le guide Sétra/AFGC "Passerelles piétonnes : Evaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons" sont nettement plus riches et complètes que les éléments figurant dans l'Eurocode. L'annexe nationale a donc proposé de définir les modèles dynamiques de foules piétonnes et les vérifications associées dans chaque cas pour le projet individuel, et conseille également de se référer au guide cité ci-dessus.

On trouvera donc tous les éléments d'application des actions dynamiques dues aux piétons sur les passerelles dans ce guide. On donne succinctement la méthodologie générale à utiliser ci-dessous.

Pour la vérification du comportement dynamique des passerelles piétonnes, le maître d'ouvrage, à l'origine de la démarche, doit spécifier une classe de trafic pour sa passerelle (de 1 à 4, la classe 1 étant la plus défavorable), ainsi qu'un niveau de confort (minimum, moyen, maximum).

L'analyse dynamique procède en plusieurs étapes :

- calcul des modes propres et des fréquences propres,
- analyse des modes et nécessité ou non de produire un calcul d'accélération mode par mode,
- calcul des accélérations quand elles sont nécessaires et comparaison aux niveaux de confort.

La nécessité ou non de produire des calculs d'accélération est issue d'une analyse de risque, croisant la proximité de la fréquence propre du mode considéré de la fréquence moyenne de marche des piétons, et la classe de la passerelle.

Une vérification particulière est à mener pour les vibrations latérales, pour lesquelles l'accélération maximale issue du calcul ne doit pas dépasser une certaine valeur critique au-delà de laquelle les piétons risquent de synchroniser leurs pas sur les mouvements de passerelle et engendrer ainsi un effet de résonance entraînant de grandes amplitudes de mouvement, très désagréables et à proscrire.

Ce guide donne aussi des moyens pour rendre confortables des passerelles dont le calcul détaillé mettrait en évidence un inconfort, soit par un re-dimensionnement de la passerelle, soit par l'ajout de dispositifs amortisseurs.

6 - Charges d'épreuve

Les charges d'épreuve, noté « Q_{ep} » ne sont pas définies par l'EC1-2, mais par le guide technique du Sétra "Épreuve de chargement des ponts routes et passerelles piétonnes".

Communément les camions de 26 tonnes devraient être suffisants pour les ouvrages de grandes portées, par contre pour les ouvrages de faibles portées, il conviendra de prévoir des charges mobiles plus importantes (des files de 2 camions de 32 tonnes dos à dos sont nécessaires pour simuler le tandem TS) si l'ont veut atteindre les effets du niveau de charge fréquent du LM1.

Chapitre 4

Actions climatiques



1 - Actions dues au vent

1.1 - Présentation générale

1.1.1 - Champ d'application

L'EC1-1-4 permet de calculer les effets du vent sur les constructions en général et les ouvrages d'art en particulier, en se limitant aux phénomènes suivants :

- détermination des efforts dus aux rafales de vent dans la direction du vent moyen ;
- prise en compte des majorations dues à la réponse dynamique de la structure dans le sens du vent ; seules les vibrations de flexion du premier mode fondamental dans le sens du vent sont prises en compte ; seuls les modes à déformée de signe constant sont explicitement traités (nous reviendrons sur ce point plus loin) ;
- prise en compte des minorations dues à la taille de la structure (effets de dé-corrélation des rafales de vent le long d'une structure de grande taille).

Les effets des cyclones tropicaux sont couverts dans les DOM ; en revanche, les effets des tornades en France métropolitaine ne sont pas couverts (il se produit environ une tornade destructrice par an en France, mais la probabilité d'occurrence en un lieu donné est négligeable).

De façon générale, sont exclues du champ d'application :

- les structures de hauteur supérieure à 200 m par rapport au sol,
- les structures de portée supérieure à 200 m.

Concernant les ouvrages d'art, sont également exclus du champ d'application :

- les ponts à câbles (ponts haubanés, suspendus),
- les ponts mobiles,
- les ponts en arc,
- les ponts très courbes,
- les ponts couverts,
- les ponts d'épaisseur variable (l'annexe nationale autorise cependant l'utilisation de l'EC1-1-4 pour les ouvrages d'épaisseur variable ne nécessitant pas d'analyse dynamique AN EC1-1-4 §8.1(1) Note 1),
- les ponts à plusieurs tabliers parallèles, en particulier pour tout ce qui concerne les effets de sillage d'un tablier sur l'autre ; deux tabliers accolés de géométrie globalement similaire et situés au même niveau ne sont toutefois pas concernés par cette exclusion (EC1-1-4 §8.3.1(1) Note 4),
- les ponts dont la morphologie ne ressemble pas à l'une de celles de la figure 8.1 de l'EC1-1-4.

Enfin, de façon plus générale, les ouvrages très souples (passerelles notamment) n'ont pas vocation à être couverts par l'EC1-1-4.

Le texte européen et son annexe nationale donnent quelques indications sur les phénomènes d'instabilité : forces aéroélastiques, effet des tourbillons alternés (annexe E).

1.1.2 - Principes de détermination des efforts

La détermination des efforts dus au vent sur une structure se fait en trois étapes :

- 1. Détermination de la vitesse moyenne du vent au niveau de la structure $v_m(z)$ fonction de la localisation de l'ouvrage, des conditions de site, de la rugosité, du bâti environnant, de la période de retour considérée et bien sûr de l'altitude de la structure.**

2. **Détermination de la pression de pointe $q_p(z)$, pression qu'exerceraient les rafales de vent sur une plaque de petites dimensions maintenue immobile perpendiculairement à la direction du vent moyen.**
3. **Détermination de la force exercée sur la structure, en tenant compte de la forme de la structure (coefficients aérodynamiques), de sa réponse dynamique, de sa dimension.**

Les trois étapes sont détaillées et commentées dans les paragraphes suivants.

Cette chaîne de calcul remplace les valeurs forfaitaires qui étaient données dans le fascicule 61 titre II du CPC pour les ouvrages d'art :

- pression de 2000 N/m², applicable à la surface projetée perpendiculairement à la direction du vent, pour les vérifications en service,
- pression de 1000 N/m² ou 1250 N/m² pour les vérifications en construction, selon la durée de la phase considérée.

1.1.3 - Description de l'action vent

L'action vent est définie comme une action variable « fixe » (EC1-1-4 3.3(1)). Autrement dit, l'EC1-1-4 définit une distribution spatiale fixée de l'action vent sur la structure. Contrairement aux charges de trafic par exemple, il n'y a donc pas lieu de chercher la position la plus défavorable des charges de vent, on les positionne directement selon les indications de l'Eurocode.

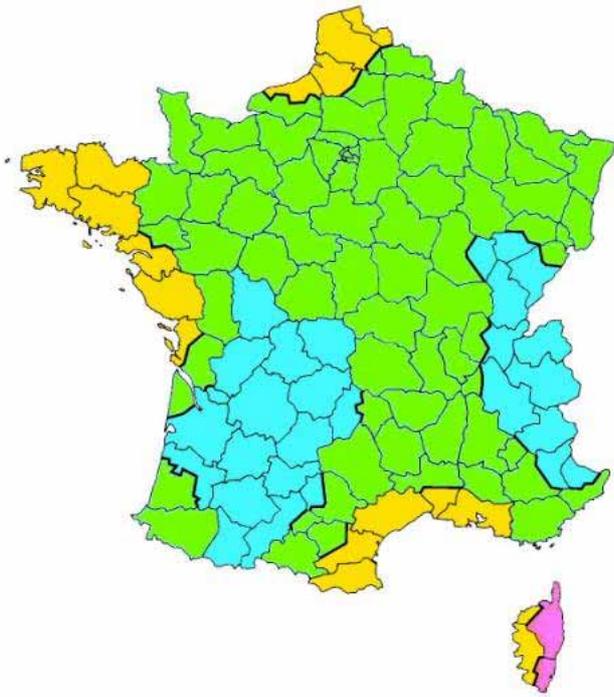
1.1.4 - Détermination de la vitesse moyenne au niveau de la structure

Valeur de base de la vitesse de référence du vent « $v_{b,0}$ »

L'annexe nationale de l'EC1-1-4 contient une carte des vitesses moyennes sur le territoire de France métropolitaine et les Départements d'Outre-Mer. Cette carte a été élaborée par le CSTB à partir de données Météo-France, en respectant la définition qui en est donnée par l'EC1-1-4 : il s'agit de vitesses moyennées sur 10 minutes, mesurées à 10 mètres du sol dans une zone de terrain plat dégagé correspondant à une catégorie de rugosité II (typiquement : les stations météo situées sur les aérodromes). Les données statistiques ont été traitées suivant différentes lois de probabilités (Gumbel notamment). Les valeurs caractéristiques sont déterminées à partir des valeurs de référence de la vitesse du vent ou de la pression dynamique. Ces valeurs caractéristiques sont obtenues pour une probabilité de dépassement de 0,02 sur une période d'un an (ce qui est équivalent à une période de retour de 50 ans) (voir chapitre 1).

Action eau	2% par an	50 ans
------------	-----------	--------

Tableau 1-1 – Périodes de retour fixées par l'Eurocode pour l'obtention des valeurs caractéristiques des actions.



La carte de la France métropolitaine contient quatre zones, avec des valeurs $v_{b,0}$ variant de 22 m/s (80 km/h) à 28 m/s (100 km/h). Il faut donc préciser la localisation d'un ouvrage dans l'une de ces zones.

Régions :	1	2	3	4
Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ [m/s]	22	24	26	28

Figure 1-1 – Carte des vents en France métropolitaine

Département	Région(s)	Département	Région(s)	Département	Région(s)	Département	Région(s)
01 Ain	1 : 2	24 Dordogne	1	48 Lozère	2	74 Haute-Savoie	1
02 Aisne	2	25 Doubs	1 : 2	49 Maine-et-Loire	2	75 Paris	2
03 Allier	2	26 Drôme	2	50 Manche	2	76 Seine-Maritime	2 : 3
04 Alpes-de-Haute-Provence	1 : 2	27 Eure	2	51 Marne	2	77 Seine-et-Marne	2
05 Hautes-Alpes	1 : 2	28 Eure-et-Loir	2	52 Haute-Marne	2	78 Yvelines	2
06 Alpes-Maritimes	1 : 2	29 Finistère	3	53 Mayenne	2	79 Deux-Sèvres	2
07 Ardèche	2	30 Gard	2 : 3	54 Meurthe-et-Moselle	2	80 Somme	2 : 3
08 Ardennes	2	31 Haute-Garonne	1 : 2	55 Meuse	2	81 Tarn	1 : 2
09 Ariège	2	32 Gers	1 : 2 : 3	56 Morbihan	3	82 Tarn-et-Garonne	1
10 Aube	2	33 Gironde	3	57 Moselle	2	83 Var	2
11 Aude	2 : 3	34 Hérault	2	58 Nièvre	2	84 Vaucluse	2
12 Aveyron	2	35 Ille-et-Vilaine	2	59 Nord	2 : 3	85 Vendée	3
13 Bouches-du-Rhône	3	36 Indre	2	60 Oise	2	86 Vienne	1
14 Calvados	2	37 Indre-et-Loire	2 : 3	61 Orne	2	87 Haute-Vienne	1
15 Cantal	1 : 2	38 Isère	2	62 Pas-de-Calais	2 : 3	88 Vosges	2
16 Charente	1	39 Jura	2	63 Puy-de-Dôme	2	89 Yonne	2
17 Charente-Maritime	1 : 2 : 3	40 Landes	2	64 Pyrénées-Atlantiques	2	90 Territoire de Belfort	2
18 Cher	2	41 Loir-et-Cher	2 : 3	65 Hautes-Pyrénées	1	91 Essonne	2
19 Corrèze	1	42 Loire	2	68 Haut-Rhin	2	92 Hauts-de-Seine	2
2A Corse-du-Sud	3 : 4	43 Haute-Loire	1	69 Rhône	2	93 Seine-Saint-Denis	2
2B Haute-Corse	3 : 4	44 Loire-Atlantique	1	70 Haute-Saône	1 : 2	94 Val-de-Marne	2
21 Côte-d'Or	1 : 2	45 Loiret	2	71 Saône-et-Loire	2	95 Val-d'Oise	2
22 Côtes-d'Armor	3	46 Lot	1	TP-100-	0-		
23 Creuse	1	47 Lot-et-Garonne	1	TP-100-	0-		

Tableau 1-1 – Tableau 4.3 (NA) - Définition des régions climatiques selon les départements

Département	Région(s)	Cantons
01 – Ain	2	Bâgé-le-Châtel, Chalamont, Châtillon-sur-Chalaronne, Coligny, Meximieux, Miribel, Montuel, Montrevel-en-Bresse, Pont-de-Vaux, Pont-de-Weyle, Reyrieux, Saint-Triviers-de-Courtes, Saint-Triviers-sur-Moingnans, Thoissey, Trévoux, Villars-les-Dombes
	1	Tous les autres cantons
04 – Alpes-de-Hautes-Provence	1	Annot, Barcelonnette, Colmars, Entravaux, Javie (la), Lauzet-UBaye (le), Saint-André-les-Alpes, Seyne
	2	Tous les autres cantons
05 – Hautes-Alpes	2	Aspres-sur-Buëch, Barcelonnette, Lagrange-Montéglin, Orpierre, Ribiers, Rosans, Serres, Tallard, Veynes Tous les autres cantons
06 – Alpes-Maritimes	1	Guillaumes, Puget-Théniers, Saint-Etienne-de-Tinée, Saint-Martin-Vésuble, Saint-Sauveur-sur-Tinée, Villars-sur-Var
	2	Tous les autres cantons
11 – Aude	2	Alaigne, Alzonne, Belpech, Carcassonne (tous cantons), Castelnaudary (Tous cantons), Chalabre, Conques-sur-Orbiel, Fanjeaux, Limoux, Mas-Cabardès, Montréal, Saissac, Salles-sur-l'Hers
	1	Tous les autres cantons
15 – Cantal	2	Allanche, Chaudes-Aigues, Condat, Massiac, Murat, Pierrefort, Ruynes-en-Margeride, Saint-Flour (Tous cantons)
	1	Tous les autres cantons
17 – Charente-Maritime	1	Montendre, Montguyon, Montlieu-la-Garde
	2	Archiac, Aulnay, Burie, Cozes, Gémozac, Jonzac, Loulay, Matha, Mirambeau, Pons, Saintes (Tous cantons), Saint-Genis-de-Saintonge, Saint-Hilaire-de-Villefranche, Saint-Jean-d'Angély, Saint-Porchaire, Saint-Savinien, Saujon, Tonnay-Boutonne.
	3	Tous les autres cantons
	4	Bonifacio, Figari, Levie, Porto-Vecchio, Serra-di-Scopamène
2A – Corse-du-Sud	3	Tous les autres cantons
2B – Haute-Corse	3	Belgodère, Calenza, Calvi, Ile-Rousse (!)
	4	Tous les autres cantons
21 Côte-d'Or	1	Auxonne, Chenôve, Dijon (Tous cantons), Fontaine-Française, Fontaine-les-Dijon, Genlis, Grancey-le-Château-Neuville, Is-sur-Tille, Mirebeau-sur-Bièze, Pontallier-sur-Saône, Saint-Jean-de-Losne, Saint-Seine-l'Abbaye, Selongey
	2	Tous les autres cantons
25 – Doubs	2	Audincourt, Clerval, Etupes, Hérimoncourt, Isle-sur-le-Doubs (!), Maiche, Montbéliard (Tous cantons), Pont-de-Ropide, Saint-Hippolyte, Sochaux, Valentigney
	1	Tous les autres cantons
30 – Gard	3	Aigues-Mortes, Aismargues, Aramon, Beaucaire, Bouillargues, Saint-Gilles, Marguerittes, Nîmes (Tous cantons), Quissac, Saint-Mamert-du-Gard, Sommières, Vauvert
	2	Tous les autres cantons

Département	Région(s)	Cantons
31 – Haute-Garonne	2	Auterive, Caraman, Cintegabelle, Lanta, Montgiscard, Nailloux, Revel, Villefranche-de-Lauragais
33 – Gironde	2	Castelnau-de-Médoc, Lesparre-Médoc, Pauillac, Saint-Laurent-Médoc, Saint-Vivien-Médoc
	1	Tous les autres cantons
38 – Isère	2	Beaupaire, Heyrieux, Saint-Jean-de-Bournay
	1	Tous les autres cantons
40 – Landes	2	Amon, Castets, Dax (Tous cantons), Montfort-en-Chalosse, Mugron, Peyrehorade, Pouillon, Saint-Martin-de-Seignaux, Saint-Vincent-de-Tyrosse, Soustons, Tartas (Tous cantons)
	1	Tous les autres cantons
44 – Loire-Atlantique	2	Ancenis, Blain, Châteaubriant, Derval, Guémené-Penfao, Ligné, Moisdon-la-Rivière, Nort-sur-Erdre, Nozay, Riaillé, Rougé, Saint-Jullien-de-Vouvantes, Saint-Marc-la-Jaille, Saint-Nicolas-de-Redon, Varades
	3	Tous les autres cantons
	2	Arleux, Anzin, Avesnes-sur-Helpe (Tous cantons), Bavay, Berlaimont, Bouchain, Cambrai (Tous cantons), Camières, Cateau-Cambrésis (le), Clary, Condé-sur-l'Escaut, Denain, Douai (Tous cantons), Hautmont, Landrecies, Marchiennes, Marcoing, Maubeuge (Tous cantons), Soire-le-Château, Orchies, Quesnoy (le) (Tous cantons), Saint-Amand-les-Eaux (Tous cantons), Solesmes, Trélon, Valenciennes (Tous cantons)
59 – Nord	2	Tous les autres cantons
	3	Tous les autres cantons
62 – Pas-de-Calais	2	Bapaume, Bertincourt, Croisilles, Marquion, Vitry-en-Artois
	3	Tous les autres cantons
70 – Haute-Saône	1	Autrey-lès-Gray, Champlitte, Dampierre-sur-Salon, Fresne-Saint-Mamès, Gray, Gy, Marnay, Montbozon, Pesme, Rioz, Scey-sur(Saône-et-Saint-Albin)
	2	Tous les autres cantons
76 – Seine-Maritime	3	Bacqueville-en-Caux, Blangy-sur-Bresle, Cany-Barville, Eu, Dieppe (Tous cantons), Envemieux, Fontaine-le-Dun, Offranville, Saint-Valery-en-Caux
	2	Tous les autres cantons
80 – Somme	2	Ailly-sur-Noye, Albert, Bray-sur-Somme, Chaulnes, Combles, Ham, Montdidier, Moreil, Nesle, Péronne, Roisel, Rosières-en-Santerre, Roye
	3	Tous les autres cantons
81 – Tarn	1	Cadalen, Catelnau-de-Montmiral, Cordes-sur-Ciel, Gaillac, Lavaur, Lisle-sur-Tarn, Rabastens, Saint-Paul-Cap-de-Joux, Salvagnac, Vaur
	2	Tous les autres cantons

Tableau 1-2 – Tableau 4.4 (NA) - Départements appartenant à plusieurs régions : découpage selon les cantons

Vitesse de référence du vent « v_b »

La valeur de base de la vitesse de référence $v_{b,0}$ est ensuite modifiée pour obtenir la vitesse de référence v_b à l'aide de la relation :

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

a) Coefficient « c_{prob} »

Le coefficient c_{prob} tient compte de la période de retour. Il vaut 1,0 pour une période de retour de 50 ans. C'est la valeur utilisée pour les vérifications des ouvrages d'art en situation durable. Pour les phases provisoires (construction notamment), on peut utiliser une valeur réduite fonction de la durée de la phase considérée. On utilisera pour cela le tableau 4.5(NA) de l'EC1-1-4/NA, ainsi que le tableau 3.1 de l'EC1-1-6 pour relier la période de retour à la durée de la phase (cf. §4.2(2)P Note 5) :

Durée de la phase	Période de retour de l'action climatique	c_{prob}
≤ 3 jours	2 ans	0,82
≤ 3 mois (mais >3jours)	5 ans	0,88
≤ 1 an (mais >3mois)	10 ans	0,92
> 1 an	50 ans	1,00

Tableau 1-3 - Réduction de la vitesse du vent pour les phases transitoires

Pour les phases de construction effectuées sous couverture météo (lançage d'une charpente métallique par exemple), la vitesse de vent limite est fixée au cas par cas (voir EC1-1-6 3.1(6)).

b) Coefficient « c_{season} »

Le coefficient c_{season} n'est applicable qu'aux phases de durée inférieure à 3 mois [EC1-1-6 tableau 3.1 note b)]. Sa valeur est donnée par la figure 4.5(NA) de l'EC1-1-4/NA. Une réduction n'est possible que si la situation de projet considérée est entièrement incluse dans la période comprise entre le 1er avril et le 30 septembre. La réduction est de 20 % dans le tiers Nord de la France et en Corse, et de 10 % ailleurs. Faute de données statistiques, aucune réduction n'est prévue dans les DOM.

Il convient de noter que le coefficient c_{season} et le coefficient c_{prob} sont cumulables entre eux, conformément à la note sous la figure 4.5(NA) de l'EC1-1-4/NA.



Figure 1-2 - Coefficient de réduction c_{season}

c) Coefficient « c_{dir} »

Le coefficient c_{dir} tient compte de l'orientation de la structure par rapport aux vents dominants. Une réduction est possible lorsque le secteur nominal angulaire associé au coefficient de force utilisé dans les calculs est entièrement inclus dans la plage angulaire indiquée sur la figure 4.4(NA) de l'EC1-1-4/NA.

Il présente très peu d'intérêt pratique pour les tabliers d'ouvrages d'art. En effet, les secteurs des zones 1 et 2 ayant une ouverture angulaire inférieure à 180° , un des deux côtés du tablier est toujours exposé à un vent dominant correspondant à $c_{dir} = 1,0$. Seuls les tabliers situés en zone 3 et orientés selon un axe NNO – SSE pourraient éventuellement bénéficier d'une réduction de 15%. Et même dans ce cas, un vent arrivant avec un biais de 15° sur le tablier sortirait du secteur angulaire, et devrait donc être calculé avec $c_{dir} = 1,0$.

En pratique, nous recommandons donc d'adopter $c_{dir} = 1,0$ dans tous les cas pour les ouvrages d'art.

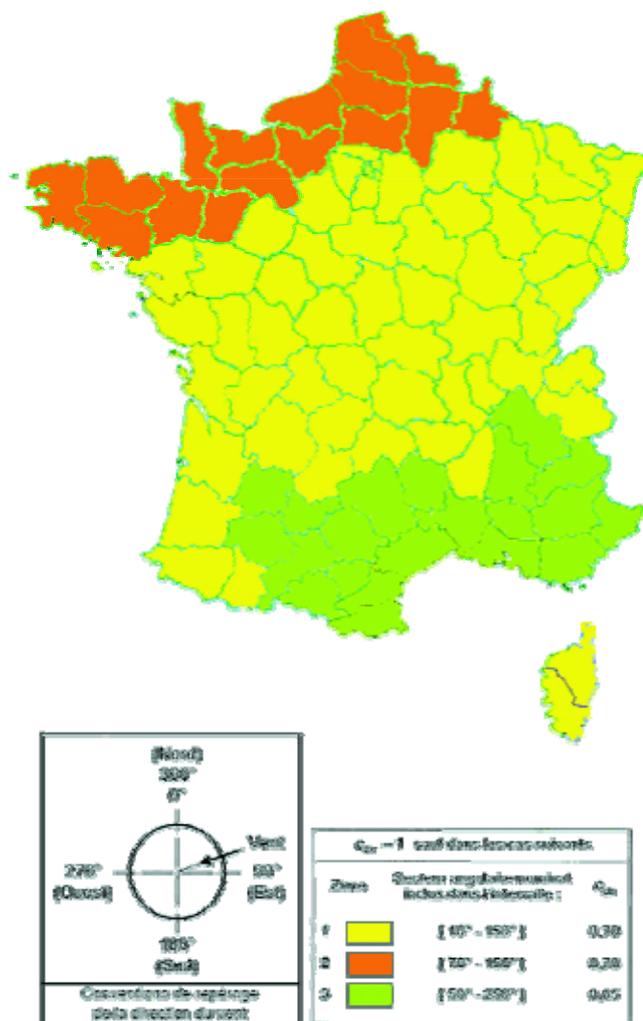


Figure 1-3 - Coefficient c_{dir}

On peut alors associer à la vitesse v_b une pression dynamique de référence, $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$, où ρ est la masse volumique de l'air définie à la clause 4.5(1) Note 2 de EC1-1-4/NA : $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$.

Si on suppose $c_{dir} = c_{season} = c_{prob} = 1,0$, le tableau suivant donne la valeur de q_b pour les différentes régions de France.

	Région	$v_{b,0}$	q_b
France métropolitaine	1	22 m/s	296 N/m ²
	2	24 m/s	353 N/m ²
	3	26 m/s	414 N/m ²
	4	28 m/s	480 N/m ²
DOM	Guadeloupe	36 m/s	794 N/m ²
	Martinique	32 m/s	627 N/m ²
	Réunion	34 m/s	708 N/m ²
	Guyane	17 m/s	177 N/m ²

Tableau 1-4 - Valeurs des pressions dynamiques de référence en France

Catégorie et coefficient de rugosité du site « $c_r(z)$ »

La prise en compte de l'altitude de l'ouvrage nécessite de fixer un paramètre essentiel : la catégorie de rugosité du site (ou catégorie de terrain). Elle est définie par le tableau 4.1(NA) et les figures 4.6(NA) à 4.14(NA) de l'EC1-1-4/NA.

La détermination de la catégorie de rugosité est délicate. Elle nécessite en effet de prendre en compte le terrain non pas au droit de l'ouvrage, mais dans un secteur angulaire au vent de 30° d'ouverture, et de rayon R fonction de la hauteur de la structure : $R = 23 \cdot h^{1,2}$, avec $R > 300$ m. Par exemple, pour un tablier de pont situé à 20 m de hauteur, il convient de considérer la rugosité dans un rayon de 840 m.

La rugosité peut être différente en fonction de la direction de vent considérée.

L'augmentation de rugosité provoque deux effets antagonistes :

- la vitesse moyenne du vent diminue (quelle que soit la hauteur de la structure),
- la turbulence (et donc le rapport entre vitesse de pointe et vitesse moyenne) augmente.

Le premier effet l'emportant globalement sur le second, il sera toujours sécuritaire pour les ouvrages d'art courants de sous-estimer la rugosité. Seuls les ouvrages très sensibles à la turbulence (ouvrages sortant du champ d'application de l'EC1-1-4) peuvent nécessiter une étude plus précise de la rugosité du site afin de ne pas la sous-estimer.

Par ailleurs, il est difficile de préjuger de la rugosité du terrain environnant sur les 100 ans de durée de vie escomptés pour l'ouvrage étudié.

Pour les ouvrages d'art courants, nous recommandons donc de toujours choisir une valeur basse de la rugosité de terrain, indépendamment de la direction du vent. En pratique, on choisira une catégorie de terrain II, ou 0 pour les ouvrages situés en bord de mer, sauf étude spécifique de la rugosité du terrain.

A la catégorie de terrain sont associées différentes valeurs numériques :

- le coefficient de rugosité $c_r(z)$

$$c_r(z) = k_r \ln \left[\frac{\max(z; z_{\min})}{z_0} \right]$$

- la longueur de rugosité z_0 ,
- la hauteur z_{\min} en dessous de laquelle on considère une vitesse de vent constante,
- le facteur de terrain k_r :

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

- Ces valeurs ont été modifiées par l'annexe nationale (tableau 4.1(NA) EC1-1-4 NA) ; la catégorie de référence (catégorie II) est toutefois inchangée.

Catégorie de terrain	Type de terrain	Longueur de rugosité z_0	Hauteur z_{\min}	Facteur de terrain k_r
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005 m	1,0 m	0,162
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05 m	2,0 m	0,190
IIIa	Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé	0,20 m	5,0 m	0,209
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0,50 m	9,0 m	0,223
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts	1,00 m	15,0 m	0,234

Tableau 1-5 - Valeurs des paramètres en fonction des catégories de terrain



Figure 1-4 - Rugosité 0 (Mer) et IV (ville)



Figure 1-5 - Rugosité II (rase campagne, aéroport)



Figure 1-6 - Rugosité II (rase campagne)



Figure 1-7 - Rugosité III (campagne avec des haies, bocage)



Figure 1-8 - Rugosité IIIb (bocage dense)



Figure 1-9 - Rugosité IIIb (zone industrielle)



Figure 1-10 - Rugosité IV (ville)



Figure 1-11 - Rugosité IV (ville)



Figure 1-12 - Rugosité IV (forêt)

Variation de la vitesse moyenne en fonction de l'altitude « v_m »

Connaissant la vitesse de référence v_b et la catégorie de terrain, on peut calculer la vitesse moyenne au niveau de l'ouvrage par la relation :

$$v_m(z) = v_b \cdot c_r(z) \cdot c_o(z)$$

a) Coefficient de rugosité « $c_r(z)$ »

Le coefficient de rugosité $c_r(z)$ décrit le profil logarithmique de variation de la vitesse avec l'altitude. Il est donné par la clause 4.3.2(1) de l'annexe nationale EC1-1-4/NA. Sa valeur est :

$$c_r(z) = k_r \ln \left[\frac{\max(z; z_{\min})}{z_0} \right]$$

Elle est donc constante pour $z < z_{\min}$.

Le tableau suivant donne la valeur de $c_r(z = 10m)$ pour les différentes catégories de terrain : c'est le coefficient correcteur applicable à la vitesse de base qui traduit l'effet d'un changement de rugosité sur une structure située à 10 m de hauteur. On retrouve bien sûr une valeur de 1,0 pour la catégorie de référence II.

Catégorie de terrain	$c_r(z = 10m)$
0	1,23
II	1,00
IIIa	0,82
IIIb	0,67
IV	0,63 (valeur calculée avec $z = z_{\min} = 15 m$)

Tableau 1-6 - Effet d'un changement de rugosité à 10 m

b) Coefficient d'orographie « $c_o(z)$ »

Le coefficient d'orographie $c_o(z)$ est plus difficile à évaluer. Il tient compte de la topographie du terrain environnant : pente du terrain naturel, présence d'obstacles isolés ou répartis, etc. Le coefficient vaut 1,0 pour un terrain plat. L'annexe nationale n'a pas retenu la méthode proposée dans l'annexe A de l'EC1-1-4. On utilisera donc la procédure décrite dans la clause 4.3.3.(1) de l'EC1-1-4/NA. Deux cas de figure sont envisagés :

- cas d'une orographie "marquée" : de type "falaise", "colline isolée" ou "colline en chaîne". On se reportera alors aux figures 4.17(NA) et 4.18(NA) de l'EC1-1-4/NA pour définir les survitesses à prendre en compte. Les ouvrages d'art ne sont généralement pas concernés par ce type d'orographie. On peut noter que l'Eurocode ne traite pas de l'effet d'accélération qu'on peut avoir dans une vallée bordée par deux versants assez abrupts (situation que l'on peut rencontrer pour les ouvrages en zone montagneuse) ;
- cas d'une orographie "complexe" (cas fréquent) : le relief environnant est constitué d'obstacles de formes et de hauteurs variées. Dans ce cas, un calcul est proposé en fonction de la hauteur de la construction z , de l'altitude du sol au niveau de la construction A_c , et du niveau moyen du sol sur une distance de 1 km, A_m . Il convient bien de noter que A_c est le niveau du sol en pied de la construction, et non la hauteur de la construction. Le niveau A_m est quant à lui mesuré à partir des valeurs de niveau en huit points situés sur les quatre directions cardinales autour de l'ouvrage, à 500 m et 1000 m de distance.

Le calcul ne donne des valeurs supérieures à 1,0 que si $A_c > A_m$, autrement dit si le terrain naturel au niveau du pont est plus haut que le terrain environnant. Dans le cas où le calcul donnerait une valeur de c_o inférieure à 1,0, on retiendrait une valeur de 1,0 pour c_o . Si le calcul donne une valeur supérieure 1,15, une approche plus fine est nécessaire.

L'application de cette règle aux ouvrages d'art n'est pas simple. Il faut en premier lieu définir l'altitude du lieu de la construction, ce qui est facile pour un bâtiment localisé, mais qui n'est pas immédiat pour un ouvrage franchissant une brèche par exemple, ou pour un viaduc de plusieurs centaines de mètres de longueur. On pourra généralement définir le lieu de la construction au milieu de l'ouvrage ou au milieu de la travée principale, selon le type d'ouvrage.

Il faut également disposer des relevés d'altitude des huit points nécessaires au calcul de A_m .

Partant du constat que les ouvrages d'art franchissent généralement des zones plus basses que le terrain environnant, et qu'ils se situent presque toujours dans des zones d'orographie complexe, on trouvera fréquemment des valeurs de $c_o(z)$ égales à 1,0. On pourra donc généralement retenir un coefficient d'orographie de 1,0 pour les ouvrages courants. Il convient d'étudier plus précisément le coefficient d'orographie dans les zones à relief marqué (cas d'un passage supérieur placé au franchissement d'un col par exemple), et pour tous les ouvrages sensibles aux effets du vent, en service ou en construction. Le coefficient d'orographie peut alors être déterminé à l'aide des procédures indiquées dans l'Eurocode, ou par des méthodes plus avancées (essais en soufflerie, simulations numériques, etc.).

$q(t) = \frac{1}{2} \rho V(t)^2 \approx \frac{1}{2} \rho v_m^2 + \rho v(t) v_m$, fonction dont l'écart type σ_q est égal à $\rho \cdot v_m \cdot \sigma_v$ car la valeur moyenne de $v(t) \approx 0$ ($\frac{1}{2} \rho v(t)^2 \approx 0$)

En supposant un facteur de pointe g égal à 3,5, comme indiqué dans la clause NF EC1-1-4 4.5(1) note 3, on obtient bien l'expression voulue :

$$q_{\max} = \bar{q} + g\sigma_q = \frac{1}{2} \rho v_m^2 + 3,5 \rho v_m \sigma_v = \left(1 + 7 \frac{\sigma_v}{v_m}\right) \frac{1}{2} \rho v_m^2$$

La turbulence du vent σ_v est définie dans le paragraphe 4.4 de l'EC1-1-4 et son annexe nationale :

$$\sigma_v = (k_r \cdot v_b) \cdot k_l$$

Le premier terme $(k_r \cdot v_b)$ est la valeur de turbulence proposée par l'EC1-1-4. On constate que dans ce modèle la turbulence est indépendante de l'altitude car le coefficient de turbulence k_l vaut 1 dans la norme EC1-1-4. Or, comme la vitesse moyenne augmente avec l'altitude, l'intensité de turbulence diminue avec l'altitude.

L'annexe nationale a apporté deux corrections à cette valeur :

- par la réduction du coefficient de turbulence $k_l = 1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6$ où la longueur de rugosité z_0 dépend de la catégorie de terrain,
- par la prise en compte de l'influence de l'orographie sur l'intensité de turbulence : en cas d'orographie complexe, la turbulence et la vitesse moyenne augmentent d'un même facteur $c_o(z)$, ce qui fait que l'intensité de turbulence est inchangée. Par contre en orographie marquée, la vitesse moyenne augmente d'un facteur $c_o(z)$, mais la turbulence est inchangée, d'où une réduction de l'intensité de turbulence.

L'expression de l'intensité de turbulence est donc la suivante :

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0}\right)}$$

Cette expression se simplifiant dans le cas d'une orographie "complexe" (ou en terrain plat avec $c_o(z) = 1,0$) en :

$$I_v(z) = \frac{1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6}{\ln\left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0}\right)}$$

L'EC1-1-4 introduit une dernière notation : le coefficient d'exposition $c_e(z)$, défini de façon conventionnelle comme le rapport entre la pression dynamique de pointe $q_p(z)$, et la pression dynamique de référence,

$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$. L'intérêt de ce coefficient est qu'on peut le représenter sous forme d'abaque ; on peut alors

obtenir directement la pression dynamique de pointe en multipliant le coefficient lu sur l'abaque par la pression de référence donnée précédemment dans le tableau des valeurs de pressions dynamiques de référence en France. Ceci n'est toutefois valable que pour $c_{dir} = c_{prob} = c_{season} = 1,0$ et $c_o(z) = 1,0$. L'abaque est donné dans la figure 4.2(NA) de l'EC1-1-4/NA et est également reproduit ci après à la Figure 1-13 - Coefficient d'exposition en fonction de la catégorie de terrain – Valable pour $c_o(z) = 1,0$.

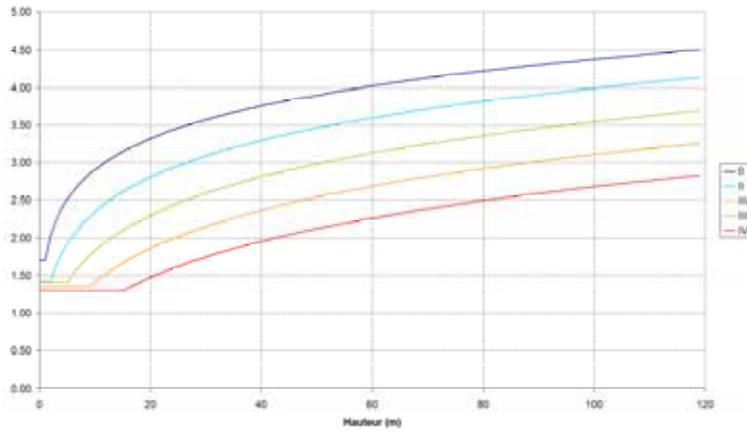


Figure 1-13 - Coefficient d'exposition en fonction de la catégorie de terrain – Valable pour $c_o(z) = 1,0$

1.1.6 - Efforts sur les tabliers

L'effort horizontal exercé par le vent sur un élément de structure est donné par :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x}$$

On a vu au paragraphe précédent comment déterminer la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence, $q_p(z_e)$. Il reste à définir les paramètres suivants :

- $A_{ref,x}$: aire de référence de l'élément de structure considéré
- $c_{f,x}$: **coefficient de traînée** (dont la valeur est indissociable de la définition choisie pour $A_{ref,x}$) ce coefficient est appelé également **coefficient de force** dans l'Eurocode.
- $c_s c_d$: coefficient structural prenant en compte la réponse dynamique de l'ouvrage et les effets d'échelle.

L'EC1-1-4 donne des valeurs de ces paramètres pour des configurations d'ouvrages courants d'épaisseur constante ou d'épaisseur variable à condition qu'une analyse dynamique ne soit pas requise (EC1-1-4/NA §8.1(1) Note 1). Les sections couvertes par l'Eurocode sont présentées à la figure 1-14.

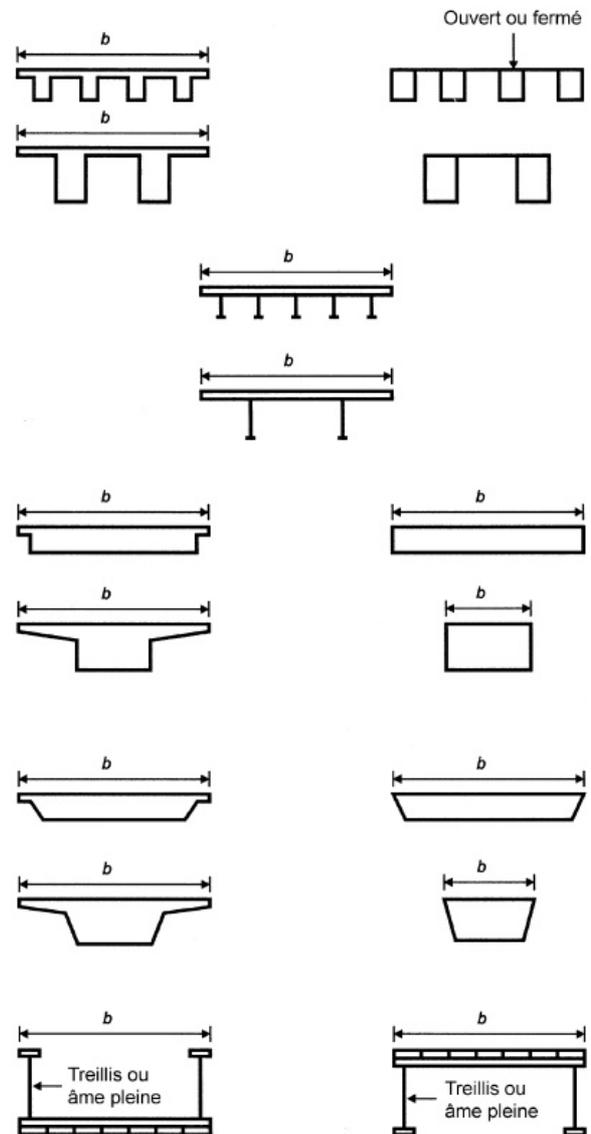


Figure 1-14 - Types de sections transversales couvertes par l'Eurocode

Certains types de structures ne sont pas couverts et nécessitent des essais en soufflerie pour déterminer l'aire de référence et le coefficient de traînée. La figure suivante (extraite de la norme anglaise BS5400) montre des sections transversales non couvertes par les règles simples.

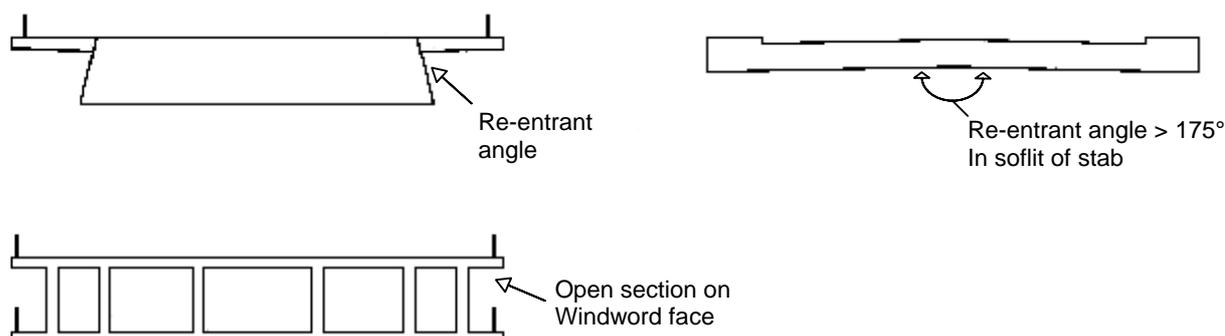


Figure 1-15 - Types de sections transversales non couvertes par l'Eurocode

Aire de référence « $A_{ref,x}$ »

L'aire de référence d'un tablier de pont sans trafic est définie à la clause 8.3.1(4) de l'EC1-1-4. Le texte intégral n'est pas reproduit ici. Ci-dessous, quelques commentaires importants toutefois.

- Dans le cas d'un ouvrage à profil transversal en toit et intrados horizontal, l'aire de référence est comptée en projection verticale. Dans le cas d'un profil déversé, on compte l'aire de référence en projection perpendiculaire à la chaussée et on tient compte du dévers en majorant le coefficient de traînée $c_{f,x}$ de 3% par degré (sans dépasser 25%), conformément à 8.3.1(3).
- Dans le cas d'ouvrages multi-poutres à âmes pleines (bipoutres entre autres), il ne faut compter qu'une seule poutre dans l'aire de référence ; plus précisément, on ne compte que les parties des autres poutres qui seraient en saillie de la poutre de rive. Mais cette règle n'est valable que pour les phases où les poutres sont reliées par la dalle. En phase de construction, avant exécution de la dalle, il convient de compter la surface de deux poutres dans l'aire de référence (quelque soit le nombre de poutre), conformément à 8.3.1(4) c). Cette clause est particulièrement importante pour les vérifications en cours de lancement.
- Les éléments de superstructure en extrados de la chaussée doivent être comptés conformément aux indications du tableau 8.1 : contrairement aux poutres de la structure principale, on considère qu'il n'y a pas d'effet d'écran d'un élément de superstructure sur l'autre, même en cas d'éléments pleins ; chaque élément est donc compté séparément. On pourra en revanche tenir compte de l'effet de masque d'un écran anti-bruit sur une barrière de sécurité.

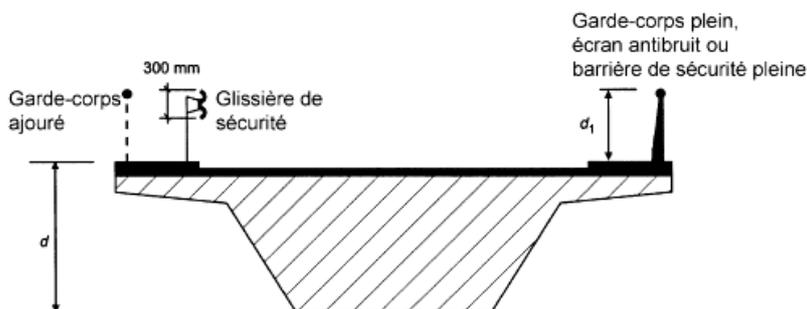


Figure 1-16

Dispositifs de retenue sur la chaussée	Sur un côté	Des deux côtés
Garde-corps ajouré ou glissière de sécurité	d+0,3m	d+0,6m
Garde-corps plein ou barrière de sécurité pleine	d+d1	d+2.d1
Garde-corps ajouré et glissière de sécurité	d+0,6m	d+1,2m

Tableau 1-7 - Hauteur à prendre en compte pour $A_{ref,x}$

- En cas de poutres treillis successives, l'aire de référence est égale à la somme des aires projetées, perpendiculairement à leur élévation, des parties pleines de chaque poutre treillis, sans effet de masque [EC1-1-4 8.3.1(4) b) 2)], et sans toutefois dépasser l'aire d'une poutre pleine de même hauteur.
- Si deux ouvrages parallèles et de forme similaire sont espacés de moins d'un mètre, on considèrera l'effet du vent comme s'il s'agissait d'un ouvrage unique de largeur égale à la largeur des deux ouvrages (voir EC1-1-4 8.3.1(1) Note 4 et EC1-1-4/NA 8.1(1) Note 1). Si les deux ouvrages sont séparés de plus d'un mètre, ou si leur profil en travers est sensiblement différent, on considèrera par sécurité chaque ouvrage comme isolé, sans effet de masque. L'EC1-1-4 ne traite pas des effets de sillage éventuels, qui devront être vérifiés par des méthodes appropriées.
- Lorsque le vent est pris en complément des actions de trafic, le trafic sur l'ouvrage doit être compté dans l'aire de référence en prenant en compte une hauteur forfaitaire de 2 m à partir du niveau de la chaussée, dans les parties défavorables de l'ouvrage et indépendamment des positions des charges verticales de trafic [EC1-1-4 8.3.1 (5)]. On aura donc deux aires de référence pour le vent : une première aire sera utilisée pour le calcul de l'action du vent en tant qu'action variable principale et une seconde sera utilisée pour le vent en tant qu'action variable d'accompagnement.

L'aire de référence d'un tablier de pont en présence trafic est obtenue avec un masque de 2 m au dessus du niveau de la chaussée.

Dans le sens longitudinal, l'aire de référence par ml est généralement égale à la longueur L de l'ouvrage. En effet, l'action du vent étant une action fixe, il n'y a pas lieu de l'appliquer uniquement aux parties défavorables des lignes d'influence.

Coefficient de traînée ou coefficient de force « $c_{f,x}$ »

Le coefficient de traînée des tabliers de pont doit être lu sur la figure 8.3 de l'EC1-1-4. Il est fonction du rapport b/d_{tot} , où :

- b est la largeur du tablier, mesurée selon les figures 8.1 et 8.3 de l'EC1-1-4,
- d_{tot} est la hauteur mesurée selon la figure 8.3 de l'EC1-1-4.

Attention, d_{tot} n'est pas nécessairement égal à la hauteur du masque $A_{ref,x}$: leur définition n'est en effet pas la même. Par exemple, les garde-corps pleins ne sont comptés qu'une fois dans d_{tot} ; les garde-corps ajourés ne sont pas comptés ; les poutres treillis sont comptées pour leur pleine hauteur. Il ne faut donc pas tenir compte de l'indication $A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L$ qui apparaît dans la figure 8.3, et s'en tenir à la définition de $A_{ref,x}$ donnée en 8.3.1(4).

Lorsque le rapport b/d_{tot} est supérieur à 4 (cas des "ponts normaux" au sens de la clause EC1-1-4 8.3.1(1) Note 2), on pourra par simplification utiliser une valeur unique $c_{f,x} = 1,3$. Dans le cas général, il convient d'utiliser la figure 8.3.

On utilisera la courbe a) - plafonnée inférieurement à 1,3 - pour les ouvrages à structure porteuse par le dessous, sans trafic ni dispositifs pleins.

On utilisera la courbe b) - plafonnée inférieurement à 1,0 - dans les autres cas.

Conformément à EC1-1-4 8.3.1(2), on peut réduire ultérieurement ces valeurs de 0,5 % par degré d'inclinaison de la face au vent par rapport à la verticale, sans excéder 30% de réduction.

En revanche, la section 8 de l'EC1-1-4 ne précise pas le coefficient de traînée à utiliser pour le calcul des structures sans dalle porteuse (cas des bipoutres entretoisés en phase de lancement par exemple). On a vu au paragraphe précédent que l'aire de référence à utiliser est celle de deux poutres, et la figure 8.3 indique que les deux poutres doivent être considérées séparément. Plusieurs approches sont possibles :

- soit utiliser les coefficients de traînée définis à la section 7 de l'EC1-1-4. Pour des poutres en I par exemple, on se reportera à EC1-1-4/NA 7.7(1) Note 1, figure 7.45(NA) : la valeur du coefficient de traînée est de 2,0. Pour des poutres treillis, on utilisera la clause EC1-1-4 7.11. Les efforts dus au vent en phase de construction sont alors beaucoup plus importants qu'en service : la surface est doublée et le coefficient de traînée est fortement augmenté ;
- soit continuer à utiliser la figure 8.3 en prenant une largeur b_p égale à l'entraxe entre poutres extrêmes, et une hauteur d égale à la hauteur des poutres. Cela permet de tenir compte de façon indirecte de l'effet de masque produit par la première poutre et le système de contreventement sur la seconde. Cela conduit généralement à des coefficients de traînée plus faibles qu'avec l'approche précédente. Là aussi, ce coefficient de traînée doit être appliqué à une surface $A_{ref,x}$ égale à la surface de deux poutres. La figure 8.3 n'a toutefois pas été conçue pour cet usage, nous déconseillons donc cette utilisation ;
- soit, comme dans la norme anglaise BS5400, conserver une aire de référence égale à celle d'une seule poutre, prendre le coefficient de traînée d'une seule poutre (calculé selon la figure 7.45(NA) de l'EC1-1-4/NA par exemple pour une poutre métallique), et appliquer une majoration fonction du rapport b_p / d entre l'entraxe des poutres extrêmes (c'est-à-dire entre des poutres de rive) b_p et leur hauteur d . Pour des caissons ou des poutres en béton, la norme BS5400 indique une majoration de 50% jusqu'à $b_p / d = 7,0$. Pour des poutres métalliques, la norme indique une majoration de $0,1 \cdot b_p / d$, plafonnée à 100%.

En l'état actuel de l'EC1-1-4, seule la première approche correspond à une application stricte du texte ; c'est celle qui donne les résultats les plus sécuritaires. Si l'on souhaite tenir compte plus finement de l'espacement des poutres, il faut le préciser projet par projet.

Coefficient structural « $c_s \cdot c_d$ »

Les tabliers d'ouvrages routiers et ferroviaires sont généralement rigides dans le sens transversal ; l'amplification dynamique de la réponse dans le sens du vent est donc faible. La rigidité transversale diminue pour les grandes portées et surtout pour des piles de grande hauteur. C'est pourquoi l'annexe nationale permet de prendre le

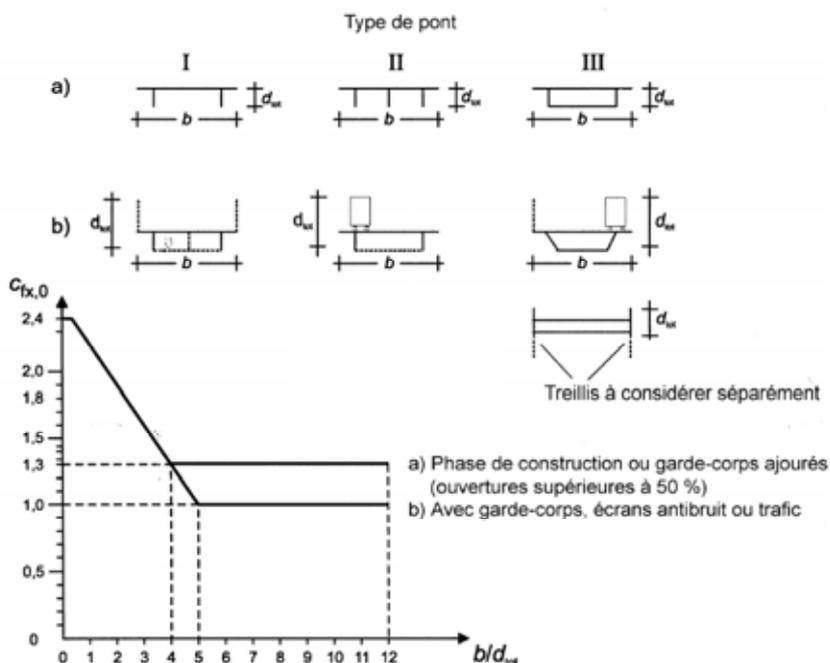


Figure 1-17 – Coefficient de force $c_{fx,0}$ (fig 8.3 EC1-1-4)

coefficient structural $c_s c_d$ égal à 1,0 pour tous les ponts routiers et ferroviaires rigides de portées inférieures à 100 m et de hauteurs de piles inférieures à 70 m. Le caractère "rigide" doit être apprécié au cas par cas (une dalle en béton continue permet en général d'assurer cette rigidité pour le tablier) cf. §8.2(1) note1 EC1-1-4/NA. Les passerelles, les ouvrages à câbles, les ouvrages souples en général, et les ouvrages de conception inhabituelle, ne sont pas explicitement couverts.

Lorsque l'ouvrage est souple par son tablier, l'annexe nationale précise que la réponse dynamique de la structure ne peut se résumer au seul calcul d'un coefficient $c_s c_d$. Il faut avoir recours à des méthodes plus avancées (essais en soufflerie, calcul de la réponse dynamique au vent turbulent, etc.).

En revanche, lorsque le tablier est rigide transversalement mais que la structure est souple du fait de la hauteur des piles, il reste possible d'évaluer la réponse dynamique en utilisant un coefficient $c_s c_d$ calculé selon l'annexe B. Le lecteur est renvoyé à la clause 8.2(1) Note 1 b) de la EC1-1-4/NA, ainsi qu'à l'annexe B de l'EC1-1-4.

1.1.7 - Effet du trafic présent sur l'ouvrage

Vitesse de vent compatible avec le trafic routier

L'EC0 introduit la possibilité de combiner le trafic routier avec les effets du vent, avec un coefficient de combinaison Ψ_0 non nul. Plus précisément, la note 3) du tableau A2.1(NA) de la EC0/A1/NA précise que le coefficient de combinaison Ψ_0 est égal à 0,6 dans le cas général et qu'une valeur réduite peut être précisée au projet individuel sur justification particulière. Rappelons que la pratique française était jusqu'à présent de ne pas cumuler vent et trafic routier.

Lorsqu'on combine le vent avec le trafic, deux phénomènes sont à prendre en compte :

- la forme aérodynamique du tablier change, d'où des changements de $A_{ref,x}$ et de $c_{f,x}$,
- l'EC1-1-4 prévoit une vitesse limite de vent $v_{b,0}^*$ au-delà de laquelle les véhicules sont réputés ne pas circuler.

L'annexe nationale a supprimé la limite sur $v_{b,0}^*$ pour plusieurs raisons :

- d'une part, la limitation est mal spécifiée dans l'EC1-1-4 ; en effet, pour être cohérent, il aurait fallu spécifier une limite sur $v_{b,0}^*$ au niveau du tablier, alors que la rédaction de l'EC1-1-4 introduit cette limite sur la vitesse à 10 m du sol ;
- d'autre part, aucune donnée ne permet de montrer que les véhicules cessent de circuler à partir d'une certaine vitesse. Au contraire, par grand vent on peut avoir retournement d'un camion, avec formation d'un bouchon à l'arrière de l'accident, et donc une file continue de véhicules stockés sur un ouvrage. Ceci explique le paragraphe 8.1(4) de l'AN EC1-1-4.

Toutefois, lorsque les ouvrages peuvent être fermés à la circulation (notamment s'ils sont desservis par une barrière de péage), et lorsque le projet le prévoit, on peut réintroduire une vitesse limite $v_{b,0}^*$ au niveau des spécifications particulières du projet.

Influence sur l'aire de référence

L'aire de référence doit être recalculée en tenant compte d'une hauteur forfaitaire de 2,0 m au-dessus du niveau de la chaussée et placée sur la longueur la plus défavorable, ce qui sera usuellement la longueur totale continue d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Rappelons que la hauteur de référence z_e est inchangée (elle est déterminée sans tenir compte du trafic), z_e étant définie comme la distance entre le niveau le plus bas du sol et le niveau du centre de gravité du tablier structural.

Influence sur le coefficient de traînée

Le coefficient de traînée doit être recalculé en fonction d'un rapport b/d_{tot} modifié, selon les indications de la figure 8.3. On utilisera la courbe b) de cette même figure.

1.1.8 - Efforts verticaux

Le vent ne crée pas des efforts uniquement horizontaux, pour plusieurs raisons :

- le vent moyen n'est pas nécessairement horizontal, du fait par exemple de la pente du terrain naturel,
- le tablier a généralement un coefficient de portance non nul,
- la turbulence du vent dans le sens vertical crée des efforts de portance.

Conformément à EC1-1-4 8.1(3), cet effort vertical est concomitant avec l'effort transversal.

Toutefois, cette même clause demande que ces forces verticales ne soient prises en compte que si elles sont significatives et défavorables. La clause 8.3.3(1) Note 2 précise le sens de "significatif" : force ayant le même ordre de grandeur que le poids propre. La plupart des ponts routiers ne sont donc pas concernés. En effet, si on considère une pression de l'ordre de 2000 N/m² et un coefficient de portance $c_{f,z}$ de 0,9, la pression verticale exercée par mètre carré de tablier est égale à 1800 N/m², ce qui correspond à un poids de béton de 1 800/25 000, soit 7 cm. Le poids propre sera donc en général d'un ordre de grandeur largement supérieur, et on pourra négliger cette force verticale pour les ouvrages courants.

L'annexe nationale précise que dans le cas où le calcul précédent donne une force du même ordre de grandeur que le poids propre (cas des passerelles légères par exemple), il n'est plus possible d'utiliser ces formules simples pour évaluer la force de soulèvement. Il faut alors avoir recours à une approche plus fine pour déterminer les effets du vent dans le sens vertical.

1.1.9 - Action du vent sur les superstructures

On a vu dans les paragraphes précédents comment déterminer l'effet du vent sur un tablier d'ouvrage, en tenant compte de la présence des superstructures. On a déterminé deux forces horizontales (l'une sans trafic, l'autre avec trafic), appliquées au niveau de la hauteur de référence du tablier, qui prennent en compte la réponse dynamique de la structure.

Se pose alors la question de la force du vent sur les superstructures elles-mêmes, par exemple si l'on veut dimensionner l'acrotère d'un écran anti-bruit sur la structure (l'effet du vent sur les garde-corps ou les barrières de sécurité étant généralement faible par rapport aux efforts transversaux exercés par les piétons ou les chocs de véhicule). On ne peut pas utiliser directement le résultat précédent, pour plusieurs raisons :

- les effets locaux de pression de vent sur l'écran ne sont pas représentés correctement,
- la réponse dynamique de l'écran anti-bruit lui-même n'est pas prise en compte,
- le point d'application de la force n'est pas le bon.

Il convient donc de faire un calcul spécifique pour l'écran anti-bruit, comme par exemple celui proposé pour le traitement d'un acrotère en haut d'un bâtiment (voir EC1-1-4 7.2.3(5)).

La clause EC1-1-4/NA 8.3(1) renvoie à la section 7.4 de l'EC1-1-4, relative aux effets du vent sur des murs isolés, acrotères, clôtures et panneaux de signalisation, pour la détermination des effets du vent sur les superstructures.

En résumé, la démarche est la suivante :

- hauteur de référence : contrairement à la hauteur de référence utilisée pour le tablier, la hauteur est ici égale à la distance entre le niveau du sol le plus bas et le haut de l'écran (voir EC1-1-4 7.4.1(2)) ;
- aire de référence : on la détermine suivant la section 7. Dans le cas d'un écran plein, elle est égale à la hauteur de la partie d'écran au-dessus de ses points d'attache multipliée par la longueur d'écran (1 ml) ;
- coefficient de pression résultante (traînée) : on utilisera la clause 7.4.1(1) de la EC1-1-4/NA, qui fixe un coefficient de traînée de 1,5 en zone courante et de 2,0 en zone d'extrémité (zones G et F de la figure 7.6 de l'EC1-1-4) ;

Dans l'Annexe Nationale de l'EC1-1-6 (0), il est précisé que le projet individuel peut spécifier une vitesse moyenne de vent en cours d'exécution. La valeur de base recommandée de la vitesse moyenne de vent pour une durée inférieure ou égale à 3 mois est de 20 m/s.

Il est laissé à l'appréciation du Maître d'Ouvrage le choix d'un calcul plus complexe, de type dynamique à partir d'essais aérodynamiques réalisés sur une maquette du futur ouvrage, notamment dans le cas d'ouvrages construits par encorbellements successifs. On peut proposer comme limite la valeur de 180 m, pour l'ensemble constitué par la hauteur de pile et le demi-fléau, au-delà de laquelle un calcul précis doit être effectué. Là encore, c'est le projet individuel qui peut définir les caractéristiques à prendre en compte.

Valeur caractéristique de l'action variable de vent

Le Sétra propose de retenir une valeur caractéristique de l'action variable de vent Q_{wk} comme prise égale à 1kN/m² (voir aussi 0 § 3.2), quelle que soit la taille du fléau ou la hauteur de pile. Cette pression peut être appliquée soit verticalement, soit horizontalement, et de façon à créer une action différentielle sur les fléaux.

La valeur caractéristique de l'action variable de vent prend en compte tous les effets, y compris le vent turbulent : galop, flutter, vortex, etc.

On peut signaler que pour l'action de vent horizontal sur les ponts construits par encorbellements successifs :

- c'est l'ensemble du fléau et de sa pile qui doit être chargé par le vent horizontal, pour le calcul des piles et des fondations ;
- c'est l'un des demi-fléaux qui doit être chargé par le vent horizontal, pour le calcul du tablier et des organes de liaison du tablier à la pile.

Vis-à-vis des efforts dans les piles et les fondations, plus particulièrement en pied de pile, les phénomènes dynamiques sont très sensibles à la hauteur de pile, et par voie de conséquence la pression de vent équivalente est très liée à cette hauteur. Pour les piles de grande hauteur; il n'est donc pas toujours possible de prendre en compte la valeur caractéristique ci-dessus.

Règles de combinaison des actions du vent avec les charges de construction

Dans l'Annexe 2 de l'EC2-2 (section 113.2 article 102 de l'EC et 0 § 4.1.4 de ce guide) il est précisé que pour la vérification de l'état limite ultime d'équilibre statique des ponts construits par encorbellements successifs, il convient de tenir compte du déséquilibre induit par la pression du vent vertical ou horizontal agissant sur l'un des demi-fléaux.

Dans le cas où cette action accompagnatrice est concomitante d'un déséquilibre de poids propre du fléau, on ne prend pas en compte la simultanéité des actions maximales (valeur caractéristique du vent, déséquilibre de fléau, charges de chantier caractéristiques), mais on considère un vent d'accompagnement réduit avec un coefficient $\psi_0 = 0,2$.

On ne prend pas en considération une situation de déséquilibre avec le vent maximum.

Dans l'Annexe Nationale de l'EC1-1-6 (clause 3.1(7)), les règles de combinaison des actions du vent avec les charges de construction sont définies comme suit :

- pour les situations d'équilibre (par exemple lorsqu'il y a un même nombre de voussoirs de part et d'autre de la pile pour un ouvrage construit par encorbellements successifs), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des effets du vent, on prend $\psi_0 = 1,0$ pour les charges de stockage Q_{cb} et les charges d'équipements non permanents Q_{cc} , et une valeur réduite pour les charges de personnels Q_{ca} avec $\psi_0 = 0,2$;
- pour les situations transitoires de courte durée (par exemple lors du déséquilibre du fléau pour un ouvrage construit par encorbellements successifs ou lors du lancement d'une charpente métallique), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des charges de construction, on prend un vent d'accompagnement réduit avec $\psi_0 = 0,2$.

En conséquence, pour les situations de projet durables et transitoires on considère deux combinaisons ELU :

- le vent caractéristique sans déséquilibre de voussoirs et avec la charge de personnels réduite (coefficient $\psi_0 = 0,2$ sur la charge Q_{ca}) ;
- le déséquilibre de voussoirs avec le vent réduit (coefficient $\psi_0 = 0,2$) et avec les charges de construction caractéristiques.

1.2 - Exemples d'application

1.2.1 - Tablier d'un ouvrage courant

Nous considérons dans cet exemple un pont courant en service situé en rase campagne dans le centre de la France métropolitaine, sur un terrain plat ne présentant pas d'obstacles. Le tablier de 10 m de largeur et de 1 m de hauteur se trouve à 6 m au-dessus du sol (sachant que le pont se trouve à 6 m au sol et fait 1 m de hauteur, on doit avoir $z_e = 6 + 1/2 = 6,5$ m, puisque z_e est la distance entre le niveau du sol et le centre de la structure du tablier...).

L'objectif est de déterminer l'effort exercé sur le tablier dans le sens du vent.

Au regard de la carte des valeurs de base des vitesses de référence en France, on peut considérer une valeur de $v_{b,0}$ égale à 24 m/s (86 km/h).

En situation d'exploitation, le coefficient c_{prob} est pris égal à 1,0 (ce qui correspond à une période retour du vent de 50 ans) et le coefficient de saison c_{season} vaut 1,0.

La position géographique de l'ouvrage permet d'obtenir un coefficient c_{dir} égal à 1,0 (l'un des deux côtés du tablier est toujours exposé à un vent dominant).

On en déduit la vitesse de référence v_b et la pression dynamique de référence q_b :

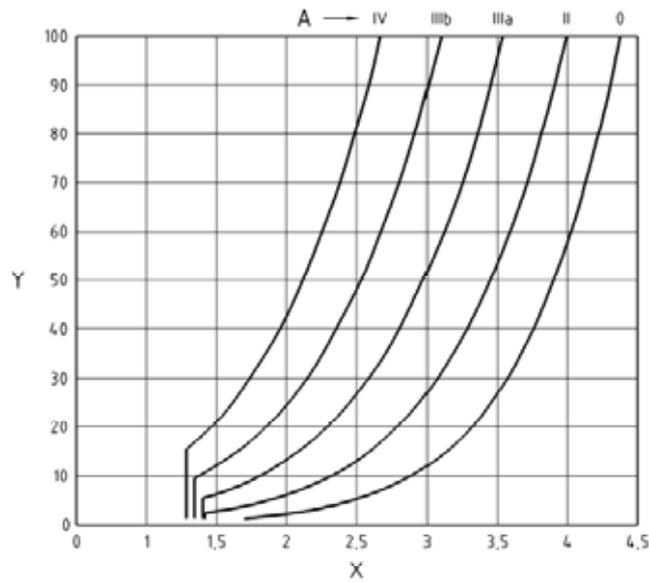
$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 353 \text{ N/m}^2 \text{ (36 kg/m}^2\text{) avec } \rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$$

La hauteur de référence z_e du tablier est prise égale à 6 m.

La catégorie de terrain retenue pour le site étudié est la catégorie II (rase campagne). Le coefficient d'orographie $c_o(z_e)$ est égal à 1,0 (terrain plat).

Comme $c_{dir} = c_{season} = c_{prob} = 1,0$ et $c_o(z_e) = 1,0$, on peut utiliser l'abaque fourni par l'annexe nationale représentant le coefficient d'exposition $c_e(z_e)$ en fonction de la hauteur et de la catégorie de terrain. On obtient alors directement la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:



Légende
 A Catégories de rugosité
 X Coefficient d'exposition
 Y Hauteur (m)

Figure 1-18 - Coefficient d'exposition $c_e(z)$ (fig 4.2(NA) EC1-1-4/NA)

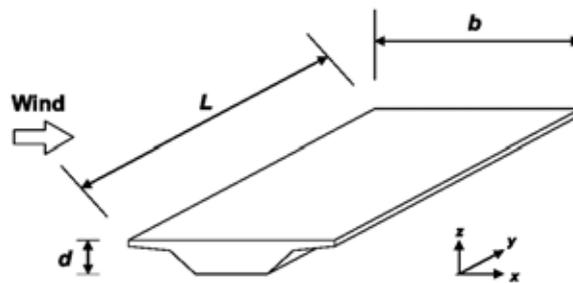
$$c_e(z_e) \approx 2,0$$

d'où

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 2,0 \cdot 353 = 706 \text{ N/m}^2 \text{ (72 kg/m}^2\text{)}$$

L'ouvrage est considéré rigide transversalement, ce qui permet de prendre un coefficient structural $c_s c_d$ égal à 1,0.

Dans le cas du pont sans trafic, $b / d_{tot} = 10 / 1 = 10$ (les garde-corps ajourés ne sont pas comptés pour le calcul de d_{tot}). On en déduit le coefficient de traînée $c_{f,x}$ et l'effort F_w appliqué sur le tablier dans le sens du vent :



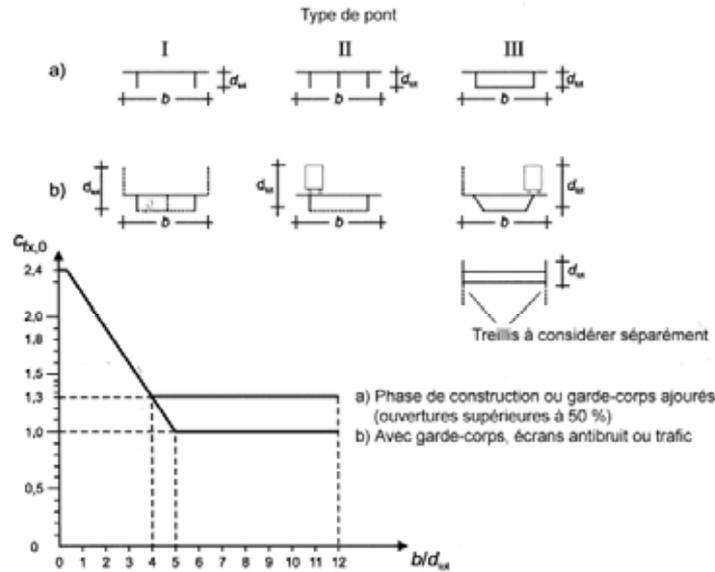


Figure 1-19 – Coefficient de force $c_{f,x,0}$ (fig 8.3 EC1-1-4)

$$c_{f,x} = 1,3 \quad (\text{courbe a})$$

et

$$F_w = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 706 \cdot A_{ref,x} = 918 \cdot A_{ref,x}$$

où $A_{ref,x}$ est l'aire de référence du tablier sans trafic

Dans le cas du pont avec trafic, $d_{tot} = 1 + 2 = 3$ m (voir clause 8.3.1(5) de l'EC1-1-4) et $b/d_{tot} = 10/3 = 3,33$. On en déduit le coefficient de traînée $c_{f,x}$ et l'effort $F_{w,T}$ appliqué sur le tablier dans le sens du vent :

$$c_{f,x} = 1,5$$

et

$$F_{w,T} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,T} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 706 \cdot A_{ref,x,T} = 1059 \cdot A_{ref,x,T}$$

où $A_{ref,x,T}$ et $A_{ref,x}$ sont les aires de référence du tablier respectivement avec et sans trafic.

Ce vent est cumulable au trafic routier, avec un coefficient de combinaison Ψ_0 égal à 0,6.

Le calcul des aires de référence donne :

$$A_{ref,x} = L \times (d + 0,6m) = 10 \times (1 + 0,6) = 16m^2$$

(on a un dispositif de retenue des deux côtés du tablier)

et

$$A_{ref,x,T} = L \times (d + 2m) = 10 \times (1 + 2) = 30m^2$$

1.2.2 - Tabliers d'ouvrages non courants : cas d'un caisson en béton précontraint

On considère pour cet exemple le tablier d'un pont caisson en béton précontraint.

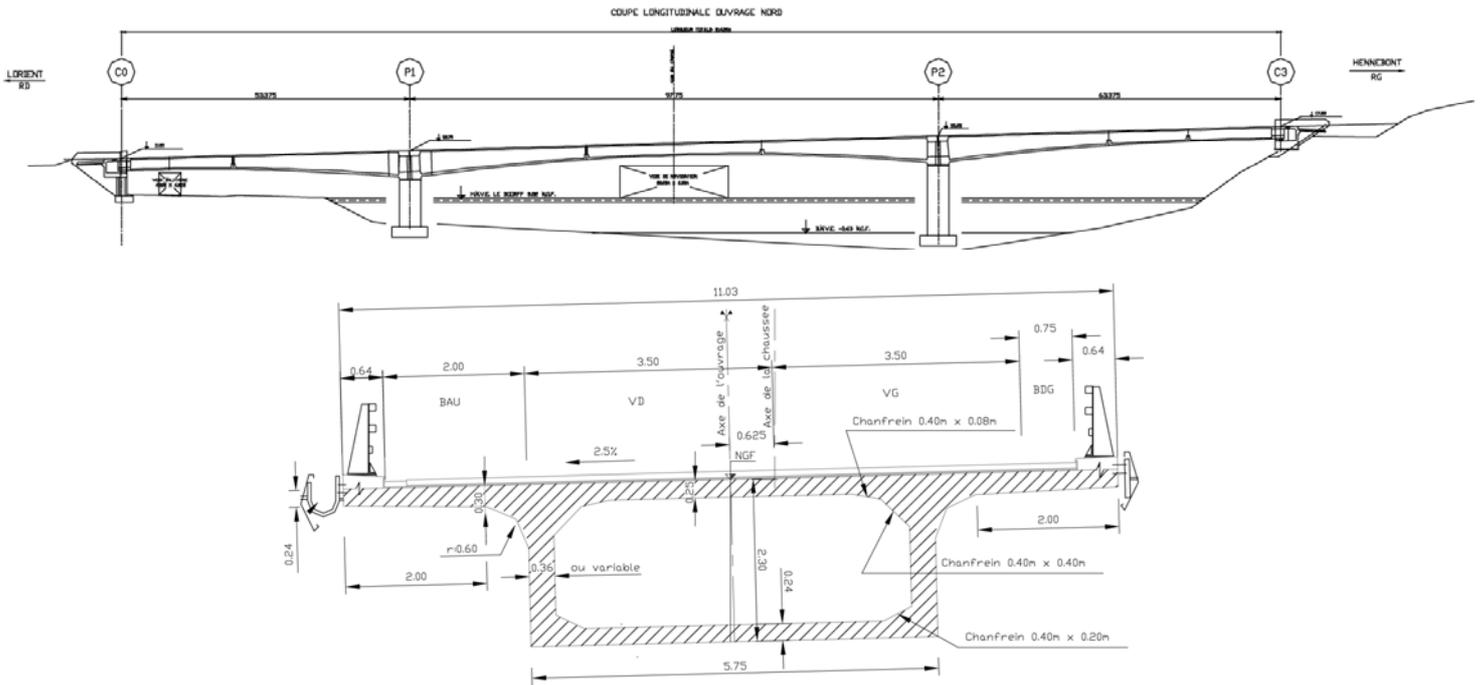


Figure 1-20 - Caisson en béton précontraint

Détermination de la vitesse moyenne au niveau du pont

L'ouvrage est situé en Bretagne. Au regard de la carte des valeurs de base des vitesses de référence en France, on considère une valeur de $v_{b,0}$ égale à 26 m/s (94 km/h).

En situation d'exploitation, le coefficient c_{prob} est pris égal à 1,0 (ce qui correspond à une période retour du vent de 50 ans) et le coefficient de saison c_{season} vaut 1,0.

La position géographique de l'ouvrage permet d'obtenir un coefficient c_{dir} égal à 1,0 (l'un des deux côtés du tablier est toujours exposé à un vent dominant).

On en déduit la vitesse de référence v_b et la pression dynamique de référence q_b :

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 414 \text{ N/m}^2 \quad \text{avec } \rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$$

La hauteur de référence z_e du tablier est prise égale à 15 m (hauteur du centre du tablier à mi-travée centrale par rapport aux plus basses eaux).

La catégorie de terrain retenue pour le site étudié est la catégorie 0 (bord de mer). Le calcul du coefficient de rugosité $c_r(z_e)$ s'obtient par la formule suivante (car $z_e > z_{\min}$) :

$$c_r(z_e) = k_r \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0,162 \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0,162 \cdot \ln\left(\frac{15}{0,005}\right) = 1,297$$

où k_r est issu du Tableau 1-5 -Valeurs des paramètres en fonction des catégories de terrain de ce chapitre.

Le coefficient d'orographie $c_o(z_e)$ est quant à lui égal à 1,0 (terrain plat).

On trouve finalement une vitesse moyenne $v_m(z_e) = v_b \cdot c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) = 33,7$ m/s (121 km/h)

Calcul de la pression dynamique de pointe

L'intensité de turbulence $I_v(z_e)$ est la suivante :

$$I_v(z_e) = \frac{k_t}{c_o(z_e) \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1 - 2 \cdot 10^{-4} \cdot (\log_{10}(0,005) + 3)^6}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{15}{0,005}\right)} = 0,125$$

On en déduit la valeur de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] = \frac{1}{2} \cdot 1,225 \cdot 33,7^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,125]$$

$$q_p(z_e) = 1304 \text{ N/m}^2$$

Comme $c_{dir} = c_{prob} = c_{season} = 1,0$ et $c_o(z_e) = 1,0$, on peut également utiliser l'abaque fourni par l'annexe nationale (figure 4.2(NA) de l'EC1-1-4/NA) représentant le coefficient d'exposition $c_e(z)$ en fonction de la hauteur et de la catégorie de terrain. On obtient alors directement la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

$$c_e(z_e) \approx 3,2$$

d'où

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 3,2 \cdot 414 = 1325 \text{ N/m}^2$$

Calcul de l'effort exercé perpendiculairement au tablier, sans trafic

Les coefficients de traînée $c_{f,x}$ à la clé et sur pile sont déterminés à partir de la courbe a) de la figure 8.3 de l'EC1-1-4 avec une largeur de tablier b de 11,0 m :

- à la clé, $d_{tot} = 2,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m}$ d'où $b/d_{tot} = 4,31$ et $c_{fx,0,clé} = 1,3$
- sur pile, $d_{tot} = 5,30 \text{ m} + 0,25 \text{ m}$ d'où $b/d_{tot} = 1,98$ et $c_{fx,0,pile} = 1,93$

Il faut tenir compte du dévers unique du tablier en majorant le coefficient de traînée $c_{fx,0}$ de 3 % par degré :

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \cdot [1 + 3\% \cdot \arctan(2,5\%)] = c_{fx,0} \cdot 1,043$$

$$c_{f,x,clé} = 1,3 \cdot 1,043 = 1,356$$

$$c_{f,x,pile} = 1,93 \cdot 1,043 = 2,01$$

Le calcul des aires de référence du tablier $A_{ref,x}$ est présenté ci-dessous :

- à la clé, $A_{ref,x,clé} = (2,30 + 0,25 + 2 \cdot 0,3) = 3,15 \text{ m}^2/\text{m}$
 - 2,30 m : hauteur de la section hors superstructures
 - 0,25 m : hauteur de la longrine de BN4
 - 0,30 m : hauteur forfaitaire pour une barrière de sécurité ajourée (comptée double car l'ouvrage en possède des 2 côtés)
- sur pile : $A_{ref,x,pile} = (5,30 + 0,25 + 2 \cdot 0,3) = 6,15 \text{ m}^2/\text{m}$

L'annexe nationale permet de prendre un coefficient structural $c_s c_d$ égal à 1,0. En réalité, $c_s < 1$ (non simultanéité des pointes de pression sur la surface exposée) et $c_d < 1$ (amplification dynamique). Dans notre cas, il s'agit d'un grand ouvrage rigide pour lequel on peut supposer que $c_s c_d < 1$. La valeur unitaire retenue pour les calculs est donc sécuritaire.

Les résultats à la clé sont les suivants :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 1325 = 1789 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 1800 N/m²)
- effort $F_w = c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,clé} = 1789 \cdot 3,15 = 5635 \text{ N/m}$ (arrondi à 5650 N/m)

Les résultats sur pile sont les suivants :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 2,01 \cdot 1325 = 2663 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 2700 N/m²)
- effort $F_w = c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,pile} = 2663 \cdot 6,15 = 16379 \text{ N/m}$ (arrondi à 16400 N/m)

Calcul de l'effort exercé perpendiculairement au tablier, avec trafic

La hauteur de référence reste inchangée mais les coefficients de traînée et les aires de référence doivent être recalculés.

Les coefficients de traînée $c_{fx,0}$ modifiés à la clé et sur pile sont déterminés à partir de la courbe b) de la figure 8.3 de l'EC1-1-4 avec une largeur de tablier b de 11,0 m :

- à la clé, $d_{tot} = 2,30 + 0,11 + 2,0 = 4,41 \text{ m}$ (voir clause 8.3.1(5) de l'EC1-1-4)
 - 2,30 m : hauteur de la section hors superstructures
 - 0,11 m : hauteur des couches d'étanchéité et de roulement
 - 2,0 m : hauteur forfaitaire de 2,0 m (voir clause 8.3.1(5) de l'EC1-1-4)

d'où

$$b / d_{tot} = 2,49 \text{ et } c_{fx,0,clé} = 1,75$$

- sur pile, $d_{tot} = 5,30 + 0,11 + 2,0 = 7,41 \text{ m}$

d'où

$$b / d_{tot} = 1,48 \text{ et } c_{fx,0,pile} = 2,05$$

Il faut tenir compte du dévers unique du tablier en majorant le coefficient de traînée $c_{fx,0}$ de 3 % par degré :

$$c_{fx} = c_{fx,0} \cdot [1 + 3\% \cdot \arctan(2,5\%)] = c_{fx,0} \cdot 1,043$$

$$c_{fx,clé} = 1,75 \cdot 1,043 = 1,82$$

$$c_{fx,pile} = 2,05 \cdot 1,043 = 2,14$$

Le calcul des aires de référence $A_{ref,x}$ est présenté ci-dessous :

- à la clé, $A_{ref,x} = (2,30 + 0,11 + 2,0) = 4,41 \text{ m}^2/\text{m}$
- sur pile : $A_{ref,x} = (5,30 + 0,11 + 2,0) = 7,41 \text{ m}^2/\text{m}$

Comme pour les calculs sans trafic, nous retenons un coefficient structural $c_s c_d$ égal à 1,0.

Les résultats à la clé sont les suivants :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 1,82 \cdot 1325 = 2412 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 2450 N/m²)
- effort $F_{w,T} = c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,clé} = 2412 \cdot 4,41 = 10637 \text{ N/m}$ (arrondi à 10650 N/m)

Les résultats sur pile sont les suivants :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 2,14 \cdot 1325 = 2836 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 2850 N/m²)
- effort $F_{w,T} = c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,pile} = 2836 \cdot 7,41 = 21015 \text{ N/m}$ (arrondi à 21050 N/m)

Ce vent est cumulable au trafic routier, avec un coefficient de combinaison Ψ_0 égal à 0,6.

Calcul de l'effort exercé perpendiculairement au tablier, en construction

Dans cette partie, nous ne développons que les éléments modifiés par rapport aux calculs en situation d'exploitation présentés précédemment.

On considère une phase de travaux dont la durée est comprise entre trois mois et un an. D'après le tableau 3.1 de l'EC1-1-6, la période de retour associée de l'action climatique est 10 ans et d'après le tableau 4.5(NA) de l'EC1-1-4/NA, le coefficient c_{prob} est égal à 0,92.

On applique alors la réduction suivante à la valeur de base de la vitesse de référence $v_{b,0}$:

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 0,92 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 26 = 23,9 \text{ m/s}$$

On trouve finalement :

$$v_m(z_e) = v_b \cdot c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) = 23,9 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 31,1 \text{ m/s}$$
$$q_p(z_e) = 1110 \text{ N/m}^2$$

Le calcul des aires de référence $A_{ref,x}$ est présenté ci-dessous :

- à la clé, $A_{ref,x,clé} = 2,30 \text{ m}^2/\text{m}$ (hauteur de la section hors superstructures)
- sur pile : $A_{ref,x,pile} = 5,30 \text{ m}^2/\text{m}$

On obtient à la clé :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 1110 = 1499 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 1500 N/m²)
- effort $F_w = c_s c_d \cdot c_{fx,clé} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,clé} = 1499 \cdot 2,30 = 3448 \text{ N/m}$ (arrondi à 3450 N/m)

Sur pile :

- pression : $c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 1,96 \cdot 1110 = 2176 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 2200 N/m²)
- effort $F_w = c_s c_d \cdot c_{fx,pile} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x,pile} = 2176 \cdot 5,30 = 11533 \text{ N/m}$ (arrondi à 11550 N/m)

- pression : $c_s c_d \cdot c_{f_x, pile} \cdot q_p(z_e) = 1,0 \cdot 1,96 \cdot 1110 = 2176 \text{ N/m}^2$ (arrondi à 2200 N/m²)
- effort $F_w = c_s c_d \cdot c_{f_x, pile} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref, x, pile} = 2176 \cdot 5,30 = 11533 \text{ N/m}$ (arrondi à 11550 N/m)

Tableau comparatif des pressions à appliquer perpendiculairement au tablier

Le tableau ci-dessous compare les pressions calculées dans l'exemple traité (1^{ère} colonne) aux valeurs données par le Fascicule 61 titre II et à celles obtenues selon l'Eurocode à partir d'une hypothèse différente (terrain de catégorie II).

		Pression Eurocode (N/m ²) $v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$ catégorie 0	Pression Fasc. 61 titre II (N/m ²)	Pression Eurocode (N/m ²) $v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$ catégorie II
Vent en service sans le trafic	Clé	1800	2000	1250
	Pile	2600	2000	1800
Vent en service avec le trafic	Clé	2450 sur surface tablier + trafic	0	1700 sur surface tablier + trafic
	Pile	2850 sur surface tablier + trafic	0	2000 sur surface tablier + trafic
Vent en construction	Clé	1500	1250	1050
	Pile	2200	1250	1550

Tableau 1-9 – Tableau comparatif des pressions

On constate que l'on est nettement plus défavorable en catégorie de rugosité 0 par rapport au fascicule 61 titre II qui retenait une valeur unique quelque soit l'environnement.

1.2.3 - Tabliers d'ouvrages non courants : cas d'un bipoutre mixte

L'ouvrage considéré dans cet exemple est celui du guide Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton édité par le Sétra en juillet 2007.

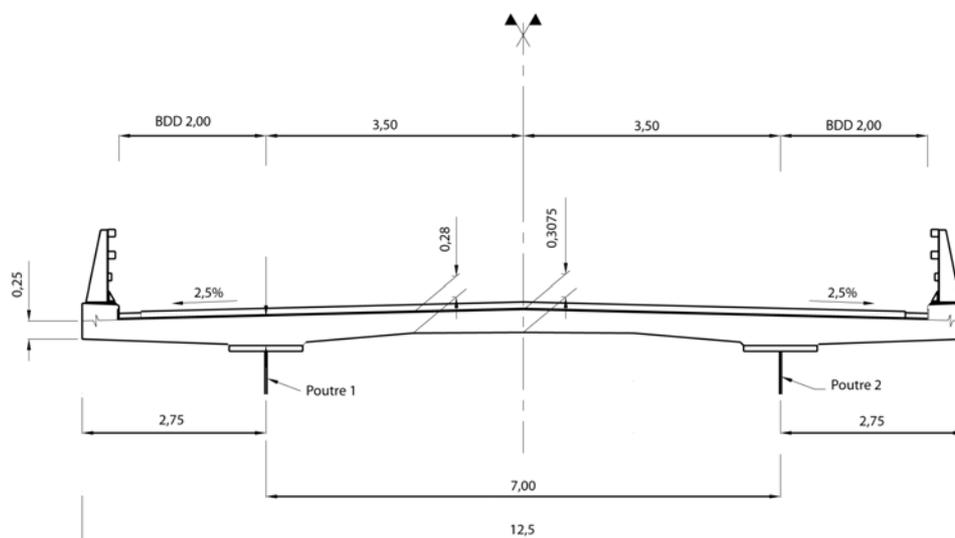


Figure 1-21 Coupe transversale de l'ouvrage mixte (Hauteur poutre métallique 2,8m)

Vent en service

En service, seuls les effets d'un vent horizontal perpendiculaire à l'ouvrage sont considérés. Ces effets sont calculés conformément à l'EC1-1-4 et son annexe nationale, avec les hypothèses suivantes :

- catégorie de terrain de rugosité II (rase campagne),
- vitesse de référence du vent sur le site :

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

$v_{b,0}$ est lue sur la carte nationale des vents donnée dans l'annexe nationale. L'exemple du guide étant situé en zone 3, on a :

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s.}$$

Les coefficients de probabilité c_{prob} et de saison c_{season} ont des valeurs de 1,0 (situation durable) tout comme le coefficient de direction c_{dir} .

- distance entre le niveau du sol le plus bas et le centre de la structure du tablier :

$$z_e = 15 \text{ m}$$

- le coefficient structural $c_s c_d$ défini dans l'EC1-1-4 6.1 est pris égal à 1,0. En effet, compte tenu des portées de l'ouvrage (inférieures à 100m), une procédure de calcul de réponse dynamique n'est pas nécessaire.
-

a) Caractérisation du vent sur le site

Pour obtenir leurs valeurs de $v_m(z_e)$ et $q_p(z_e)$, on détermine d'abord trois coefficients :

- le coefficient de rugosité $c_r(z_e)$

$$c_r(z_e) = k_r \ln \left[\frac{\max(z_e; z_{\min})}{z_0} \right]$$

où k_r est le facteur de terrain : $k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$ et z_0 la longueur de rugosité. L'hypothèse d'un terrain de catégorie II conduit à $z = z_0 = 0,05 \text{ m}$ et $z_{\min} = 2 \text{ m}$.

On a donc $c_r(z_e) = 1,084$.

- le coefficient d'orographie $c_o(z_e)$

Dans le guide, on considère que la pente moyenne de ce terrain au vent est inférieure à 3% et que les effets de l'orographie peuvent être négligés. On a donc : $c_o(z_e) = 1,0$.

La vitesse moyenne du vent sur l'ouvrage se déduit alors par :

$$v_m(z_e) = v_b \cdot c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) = 28,2 \text{ m/s}$$

- le coefficient d'exposition $c_e(z_e)$

$$c_e(z_e) = \frac{q_p(z_e)}{q_b} = c_r(z_e)^2 \cdot c_o(z_e)^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z_e)]$$

où $I_v(z_e)$ est l'intensité de la turbulence à la hauteur z_e .

$$I_v(z_e) = \frac{k_l}{c_o(z_e) \cdot \ln \left[\frac{\max(z_e; z_{\min})}{z_0} \right]} = 0,175$$

avec $z_0 = 0,05$ m et $k_t = 1 - 2 \cdot 10^{-4} [\log_{10}(z_0) + 3]^6$ est le coefficient de turbulence.

Par suite, on a donc $k_t = 0,995$ et $c_e(z_e) = 2,61$.

La pression dynamique de référence est donnée par :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 414,1 \text{ N/m}^2$$

où $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$ est la masse volumique de l'air.

On en déduit la valeur de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 1081 \text{ N/m}^2 \text{ ou } 1081 \text{ Pa}$$

b) Calcul des effets du vent en service sans trafic

La force transversale exercée par le vent sur le tablier (direction x pour l'EC1-1-4) s'obtient par :

$$F_x = q \cdot A_{ref,x}$$

où la pression q du vent s'exerce sur une aire de référence $A_{ref,x}$.

L'aire de référence par mètre linéaire de tablier est ici la somme de la hauteur totale pleine du tablier (y compris superstructures et chaussée, écran anti-bruit ou dispositif de sécurité plein) et d'une hauteur de 0,3 m pour chacune des barrières de sécurité ajourée. On trouve :

$A_{ref,x} = (2,8 + 0,4875 + 0,11 + 2 \cdot 0,3) = 4,0 \text{ m}^2/\text{m}$ (0,4875 m est la hauteur totale face au vent de la dalle en béton déversée selon un profil en toit)

La pression q du vent s'obtient par $q = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e)$ où $c_{f,x}$ est le coefficient de traînée dans la direction x :

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \cdot \min \left\{ \left[1 + \frac{3}{100} \cdot \arctan(p) \right]; 1,25 \right\} \cdot \max \left\{ \left[1 - \frac{0,5}{100} \cdot \arctan(\alpha) \right]; 0,7 \right\}$$

Le terme en α corrige le coefficient de force pour tenir compte de l'angle α d'inclinaison de la face au vent sur la verticale (voir clause 8.3.1(2) de l'EC1-1-4). Le terme en p corrige le coefficient de force pour tenir compte du dévers transversal d'ensemble p du tablier (voir clause 8.3.1(3) de l'EC1-1-4). Pour l'exemple du guide, $\alpha = p = 0$.

Le coefficient structural $c_s c_d$ défini dans l'EC1-1-4 6.1 est pris égal à 1,0. En effet, compte tenu des portées de l'ouvrage, une procédure de calcul de réponse dynamique n'est pas nécessaire.

- Largeur du tablier : $b = 12$ m
- Hauteur de la face au vent : $d_{tot} = 2,80 + 0,5975 = 3,40$ m

Dans le cas d'un calcul sans trafic, la courbe a) de la figure 8.3 de l'EC1-1-4 s'applique et le coefficient de traînée sans écoulement de contournement aux extrémités vaut :

$$\frac{b}{h_t} = 3,53 \Rightarrow c_{fx,0} = 1,44$$

D'où

$$q = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 1557 \text{ Pa.}$$

Et

c) Calcul des effets du vent en service avec trafic

La hauteur de référence du tablier est inchangée mais les coefficients de traînée et les aires de référence doivent être recalculés.

L'aire de référence devient égale à la hauteur entre le point haut de la chaussée et la face inférieure du tablier, augmentée de 2 m (voir la clause 8.3.1(5) de l'EC1-1-4) :

$$A_{ref,x} = (2,8 + 0,5978 + 2,0) = 5,4 \text{ m}^2/ml$$

Le coefficient de traînée sans écoulement aux extrémités $c_{fx,0}$ se détermine avec la courbe b) de la figure 8.3 de l'EC1-1-4.

- Largeur du tablier : $b = 12 \text{ m}$
- Hauteur de la face au vent : $d_{tot} = 5,4 \text{ m}$

Par suite, on a :

$$b/d_{tot} = 2,22 \text{ et } c_{fx,0} = 1,83$$

$$q = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 1978 \text{ Pa}$$

$$F_{w,T} = q \cdot A_{ref,x} = 10681 \text{ N par mètre linéaire de tablier}$$

Ce vent est cumulable au trafic routier, avec un coefficient de combinaison Ψ_0 égal à 0,6.

$$0,6 \cdot F_{w,T} = 6409 \text{ N/ml}$$

d) Effets de portance du vent

Dans le cas du bipoutre, les effets de la portance sont négligeables. En effet, la pression du vent dans le sens vertical s'écrit :

$$q_z = c_{f,z} \cdot q_p(z_e) = 973 \text{ Pa}$$

où le coefficient de portance $c_{f,z}$ est pris égal à 0,9 en l'absence d'essais en soufflerie (clause 8.3.3 (1) NOTE1 de l'EC1-1-4/NA).

Or le poids propre de la dalle en béton correspond à une pression verticale de :

$$\frac{A_b \cdot \rho_b}{b_{hourdis}} = \frac{3,897 \cdot 25000}{12} = 8119 \text{ Pa } (>> qz)$$

Vent en construction

Nous nous intéressons aux effets du vent en phase de construction, la charpente métallique se trouvant dans un état statique donné.

Pour le calcul de la vitesse de référence du vent sur le site v_b , les coefficients de saison c_{season} et de probabilité c_{prob} sont susceptibles d'être modifiés par rapport au calcul en service. En considérant que la durée des opérations de lancement de la charpente ne dépasse pas trois mois, on peut utiliser une valeur réduite de c_{prob} égale à 0,88 (période de retour 5 ans). Pour les coefficients c_{dir} et c_{season} , on suppose qu'aucune réduction n'est applicable.

La vitesse de référence v_b du vent sur le site à utiliser est donc :

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 0,88 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 26 = 22,88 \text{ m/s}$$

La hauteur de référence du tablier z_e ainsi que les coefficients d'orographie $c_o(z_e)$ et de rugosité $c_r(z_e)$ ne sont pas modifiés. La vitesse moyenne du vent sur l'ouvrage se déduit alors par :

$$v_m(z_e) = v_b \cdot c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) = 22,88 \cdot 1,084 \cdot 1,0 = 24,8 \text{ m/s}$$

La pression dynamique de référence est donnée par :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 320,6 \text{ Pa}$$

La pression dynamique de pointe se déduit alors par :

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 2,61 \cdot 320,6 = 836,9 \text{ Pa}$$

La charpente métallique en cours de lancement est dépourvue de sa dalle et l'aire de référence est définie par la surface frontale des deux poutres principales :

$$A_{ref,x} = 2,8 + 2,8 = 5,6 \text{ m}^2/\text{m}$$

Pour le calcul du coefficient de traînée, on utilise la figure 7.45(NA) de l'EC1-1-4/NA 7.7(1) Note 1. Pour une poutre en I, $c_{f,x,0}$ est égal à 2,0.

On en déduit la pression du vent et l'effort exercé perpendiculairement à la charpente :

$$q = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 2,0 \cdot 837 = 1674 \text{ Pa}$$

$$F_w = q \cdot A_{ref,x} = 1674 \cdot 5,6 = 9374 \text{ N par mètre linéaire de tablier}$$

En comparaison, on rappelle que l'on a trouvé 6409N/ml pour le vent compatible avec le trafic et 6228N/ml pour le vent seul en service. Les efforts dus au vent en construction sont ainsi beaucoup plus importants qu'en service (la surface de référence est quasiment doublée et le coefficient de traînée augmente fortement).

1.2.4 - Cas d'un ouvrage sensible au vent : calcul de l'effort sur les piles d'un pont de grande hauteur

On s'intéresse dans la suite au calcul de l'effort exercé par le vent sur les piles d'un pont de grande hauteur en béton précontraint.

- Hauteur des piles : $h_{piles} = 140 \text{ m}$.
- Portées maximales : $L = 120 \text{ m}$.

Le calcul en service de l'effort dû au vent exercé sur les piles dans le sens du vent est couvert par l'EC1-1-4 et son annexe nationale :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x}$$

La hauteur de référence z_e , le coefficient de traînée $c_{f,x}$ et l'aire de référence $A_{ref,x}$ sont déterminés en fonction de la forme de la pile, à l'aide de la section 7 de l'EC1-1-4 et de son annexe nationale. Leur calcul n'est pas détaillé ici.

La structure est considérée souple du fait de la hauteur des piles supérieure à 70 m (cf. clause 8.2(1) Note 1 a) de l'EC1-1-4/NA). Il reste alors possible d'évaluer la réponse dynamique de l'ouvrage en utilisant un coefficient structural $c_s c_d$ calculé selon l'annexe B de l'EC1-1-4.

Calcul du coefficient de dimension c_s

Le coefficient de dimension c_s apporte une réduction à l'action du vent due à la non-simultanéité des pointes de pression sur la surface de l'ouvrage. Les paramètres intervenant dans son calcul sont les dimensions de la structure ainsi que les dimensions de la turbulence. Il est obtenu à partir de l'expression suivante (EC1-1-4 §6.3.1(1) note 1) :

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$$

avec le coefficient de réponse quasi statique B^2 (Annexe B EC1-1-4) :

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}}$$

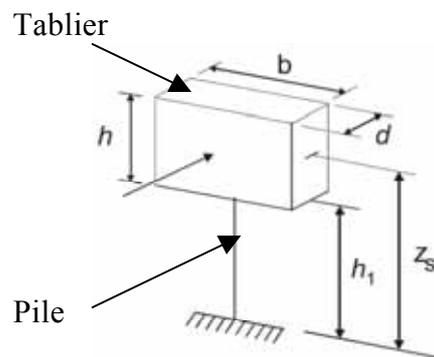


Figure 1-22 – Dimensions de la construction à considérer pour le calcul du coefficient structural
(fig 6.1 EC1-1-4- Cas d : constructions ponctuelles)

- hauteur de la construction : $h = h_{tab} = 4$ m (hauteur du tablier)
- largeur de la construction : $b = L = 120$ m (longueur de tablier associée à la pile)
- hauteur de référence : $z_e = h_{piles} + \frac{h_{tab}}{2} = 142$ m
- échelle de turbulence à la hauteur de turbulence $z_s = z_e$

$$L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^{0,67+0,05 \cdot \ln(z_0)} = 300 \cdot \left(\frac{142}{200} \right)^{0,67+0,05 \cdot \ln(0,005)} = 261 \text{ m}$$

On a pris ici la longueur de référence z_0 correspondant à la catégorie de terrain 0, soit $z_0 = 0,005$ m

$$B^2 = 0,64$$

$$I_v(z_s) = \frac{1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log(z_0) + 3)^6}{c_o(z_s) \ln \left(\frac{\max(z_s; z_{\min})}{z_0} \right)} = 0,0975$$

(cas d'un terrain plat avec $c_o(z_s) = 1,0$)

On trouve $c_s = 0,92$ (réduction de 8% de l'effort par effet de corrélation sur la structure)

Calcul du coefficient dynamique c_d

Le coefficient dynamique c_d traduit la majoration de l'effet du vent due aux vibrations engendrées par la turbulence en résonance avec la structure. Les paramètres nécessaires à son calcul sont :

- la masse de la structure,
- la fréquence du mode fondamental de vibration dans le sens du vent,
- l'amortissement de la structure.

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$$

Le facteur de pointe k_p et le coefficient de réponse résonante R^2 sont fonctions des paramètres suivants :

- $n_{1,x}$: fréquence de vibration de la construction dans le sens du vent,
- δ : décrétement logarithmique total d'amortissement,

$$k_p = \max \left(\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}}; 3 \right)$$

avec :

durée d'intégration de la vitesse moyenne du vent : $T = 600s \Rightarrow k_p = 3,42$

$$\nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} > 0,08Hz \quad (\nu = 0,233Hz)$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = 0,72 \quad \text{avec } \delta = 0,1$$

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) = 0,909 ; R_h = 1 \text{ pour } \eta_h = 0$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) = 0,200 ; R_b = 1 \text{ pour } \eta_b = 0$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = 0,147 \quad (h = 4m) \quad \text{et} \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,42$$

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, n_{1,x}))^{\frac{5}{3}}} = 0,080 \quad \text{et} \quad f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z_s)}{v_m(z_s)} = (0,32 \cdot 261) / 39,8 = 2,09$$

Pour déterminer la fréquence $n_{1,x}$, un calcul simplifié est possible avec l'annexe F de l'EC1-1-4.

$$n_{1,x} = \frac{46}{h} = \frac{46}{144} = 0,32 \text{ Hz (clause F.2(2)) : bâtiments à plusieurs niveaux ayant une hauteur de plus de 50 m}$$

On utilise également cette annexe (F.5) pour le calcul du décrétement logarithmique total d'amortissement δ . Par simplification, δ est pris égal au décrétement logarithmique d'amortissement structural δ_s .

D'après le tableau F.2, si on assimile la pile à un pont **en béton avec fissures**, $\delta_s = 0,1$; si on assimile la pile comprimée à un pont **en béton précontraint sans fissures**, $\delta_s = 0,04$.

On fait par ailleurs les hypothèses suivantes :

- $v_b = v_{b,0} = 24$ m/s,
- $c_r(z_s) = 1,66$ (catégorie de terrain 0),
- $c_o(z_s) = 1,0$ (terrain plat),
- $v_m(z_s) = c_o(z_s) \cdot c_r(z_s) \cdot v_b = 39,8$ m/s.

Tous calculs faits, on obtient $k_p = 3,33$ et

Avec fissure $c_d = 1,14$ et donc le coefficient structural $c_s c_d$ vaut 1,04.

Sans fissure $c_d = 1,313$ et donc le coefficient structural $c_s c_d$ vaut 1,198. On retiendra ce dernier calcul.

2 - Actions thermiques

Dans ce chapitre, on présente succinctement les points remarquables de l'EC1-1-5, et notamment ceux qui le distinguent de la prise en compte du gradient thermique dans les anciens règlements.

2.1 - Généralités

Dans tout ce qui suit, on convient que les compressions et les raccourcissements sont comptés positivement.

On s'intéresse par ailleurs ici uniquement aux effets thermiques en flexion générale, pour laquelle le tablier est considéré comme une poutre. On adopte alors les notations suivantes :

(y, z)	Coordonnées dans le repère principal d'inertie des points de la poutre (l'axe zz est vertical)	α_T	Coefficient de dilatation thermique
h	Hauteur de la poutre	N	Effort normal
b(z)	Largeur de la poutre à la cote z	M	Moment fléchissant d'axe yy
A	Aire de la section droite de la poutre	$\varepsilon(z)$	Déformation à la cote z dans la section
v	Distance de la fibre supérieure à l'axe neutre de la poutre	ε_0	Déformation au centre de gravité
v'	Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre de la poutre	κ	Variation de courbure
l	Inertie d'axe yy de la poutre	$\Delta T(z)$	Composante équilibrée d'élévation de température
E	Module d'Young du matériau	$\Delta T_N, \Delta T_u$	Variation uniforme de température
		ΔT_{My}	Gradient thermique horizontal
		$\Delta T_{Mz}, \Delta T_M$	Gradient thermique vertical
		$\Delta T_E(z)$	Composante équilibrée d'élévation de température

Tableau 2-1

2.2 - Principales nouveautés introduites par le texte

2.2.1 - Définition de l'action thermique

L'**action thermique** T_k donne lieu à une distribution de températures quelconque dans la section, ΔT (fonction a priori des deux variables d'espace y et z), et peut se décomposer en quatre composantes :

- une composante de variation uniforme de température ΔT_N ,
- une composante de gradient thermique vertical ΔT_{Mz} (ou ΔT_M lorsque cette notation ne prête pas à confusion), correspondant à une différence de température entre les fibres supérieure et inférieure du tablier,
- une composante de gradient thermique horizontal ΔT_{My} , correspondant à une différence de température entre les fibres « gauche » et « droite » du tablier (par exemple, lorsque le pont, par son orientation ou sa

configuration, a un côté plus exposé que l'autre au soleil). Cette composante n'est généralement pas à prendre en compte, et elle n'apparaît pas explicitement dans les développements qui suivent,

- une composante auto-équilibrée ΔT_E . C'est un champ de température (fonction des variables d'espace y et z) qui se déduit par soustraction : $\Delta T_E(y, z) = \Delta T(y, z) - \Delta T_N - \frac{z}{h} \Delta T_M$

La variation uniforme de température conduit à un allongement ou raccourcissement du tablier, ainsi qu'éventuellement à un effort normal. Les gradients thermiques vertical et horizontal conduisent à des courbures du tablier, ainsi qu'éventuellement à un moment fléchissant. La composante auto-équilibrée ne conduit à aucune sollicitation dans la structure (même hyperstatique) : seules des auto-contraintes sont créées, qui ont pour expression : $\sigma_{TE}(y, z) = E \alpha_T \Delta T_E(y, z)$. Ces contraintes apparaissent du fait que les points d'une section droite de la poutre sont astreints à se déplacer selon une déformée plane : leurs déplacements ne sont pas totalement libres, et des contraintes apparaissent donc.

Par définition, la composante équilibrée ΔT_E n'est pas linéaire dans la section ; il en va donc de même des auto-contraintes qu'elle crée σ_{TE} . La plupart des règles de vérification énoncées dans les Eurocodes matériaux ne sont alors plus directement applicables.

La composante uniforme de température ΔT_u est prise en compte de manière classique et ne présente aucune difficulté particulière. Sa valeur est déterminée au moyen du tableau de l'annexe nationale relatif à la clause 6.1.3.2(1) de l'EC1-1-5. De plus, afin d'éviter au projeteur toute erreur de lecture, les courbes de la figure 6.1 sont remplacées par un tableau (strictement équivalent). Notons que la composante uniforme de température issue de ces tableaux est notée ΔT_N , tandis que celle issue de l'intégration des profils généraux d'élévation de température est notée ΔT_u : ΔT_N est la seule composante uniforme de température à prendre en compte, puisque ΔT_u est négligée

Pour la prise en compte des composantes ΔT_M et ΔT_E qui dépendent du type de structure, et de l'épaisseur du revêtement, deux méthodes sont proposées :

- dans la **méthode 1** (EC1-1-5, 6.1.4.1), des valeurs forfaitaires de ΔT_M sont spécifiées ; la composante équilibrée est quant à elle simplement ignorée et aucune valeur n'est fournie,
- dans la **méthode 2** (EC1-1-5, 6.1.4.2), les valeurs des composantes ΔT_M et ΔT_E se déduisent par intégration à partir d'un profil de température $\Delta T(z)$ non linéaire variant sur la hauteur de la section et donné dans des tableaux. Cette seconde méthode est plus laborieuse, mais on obtient une composante ΔT_M généralement plus faible que celle imposée par la méthode 1.

Il est généralement admis de ne pas tenir compte explicitement de la composante auto-équilibrée dans les calculs de section ; Les contraintes associées sont en effet couvertes par des dispositions constructives adaptées (pour les ouvrages en béton), ou en autorisant des plastifications très locales (ouvrages métalliques).

2.2.2 - Signe du gradient thermique

Le gradient thermique ΔT_M est conventionnellement compté positivement lorsque la fibre supérieure du tablier est plus chaude que la fibre inférieure du tablier. Ce cas (qui correspond à un échauffement direct par les rayons solaires, en journée) était le seul considéré dans les pratiques antérieures. Les moments hyperstatiques engendrés par un gradient thermique positif tendent à comprimer la fibre supérieure d'une poutre.

L'EC1-1-5 demande également de considérer un gradient thermique négatif (de valeur absolue plus faible que le précédent). Dans ce cas, la fibre inférieure du tablier est plus chaude que la fibre supérieure. Ce cas correspond au refroidissement du tablier pendant la nuit (les déperditions de chaleur sont plus élevées sur la face supérieure que sur la face inférieure). Les moments hyperstatiques engendrés par un gradient thermique négatif tendent la fibre supérieure d'une poutre.

2.2.3 - Prise en compte dans la combinaison quasi-permanente de charges

Il est bon de souligner que conformément à l'annexe A2 de l'Eurocode 0, l'action thermique intervient dans toutes les combinaisons d'actions aux ELS, donc également dans la combinaison quasi-permanente (contrairement aux spécifications des pratiques antérieures).

2.2.4 - Dimensionnement des appareils d'appui et joints de chaussée

Les appareils d'appui et joints de chaussée sont dimensionnés en calculant l'allongement du tablier sous l'effet d'une élévation uniforme de température majorée. Cette majoration dépend de ce que les appareils d'appui et joints de chaussée sont posés ou non à température spécifiée. Elle traduit le fait que la composante ΔT_N est associée à une période de retour de 50 ans : la probabilité de dépassement de cette valeur sur la durée de vie de l'ouvrage est donc forte.

Dans l'annexe nationale française, il a été choisi de traiter différemment les joints de chaussée et les appareils d'appui. En effet, augmenter les mouvements d'un appareil d'appui au stade du dimensionnement a généralement peu de conséquences financières, tandis qu'augmenter le souffle d'un joint de chaussée peut obliger à choisir un modèle de joint moins robuste et plus coûteux en entretien. Les majorations sont donc plus fortes pour les appareils d'appui que pour les joints de chaussée.

Concernant les joints de chaussée, l'annexe nationale considère que les allongements extrêmes de l'ouvrage doivent être calculés avec la composante uniforme de température associée à une durée de retour 500 ans. Compte-tenu des valeurs numériques des températures extrêmes observées en France, on montre que cela revient approximativement à remplacer $\Delta T_{N,exp}$ par $(\Delta T_{N,exp} + 5^\circ\text{C})$ et $\Delta T_{N,con}$ par $(\Delta T_{N,con} + 5^\circ\text{C})$. C'est l'origine de la clause 6.1.3.3(3) note 2 de la norme EC1-1-5/NA. Ces plages de variation doivent être majorées de 10°C dans le cas d'un joint de chaussée non réglable à la pose – pour une température de référence de 10°C , on considère que le joint de chaussée sera posé dans une plage $[0^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C}]$. Il est conseillé de plutôt utiliser des joints de chaussée réglables à la pose.

Afin que la probabilité que les appareils d'appui ne sortent de leur plaque de glissement reste très faible, on majore les valeurs de $\Delta T_{N,exp}$ et $\Delta T_{N,con}$ de 10°C , conformément aux recommandations du texte européen. Comme pour les joints, ces valeurs doivent encore être majorées de 10°C si la procédure de pose des appareils d'appui ne tient pas compte de la température réelle de la structure lors de la pose.

2.3 - Exemple d'application

Dans ce paragraphe, on présente un calcul simple des sollicitations dans un ouvrage sous l'effet des charges thermiques. Les valeurs numériques obtenues dans les méthodes 1 et 2 sont comparées.

Nota : le présent exemple d'application a pour but de fournir au projeteur une référence lui permettant de valider le développement d'un éventuel outil de calcul. A cet effet, tous les résultats numériques sont fournis avec une précision allant bien au-delà de la précision habituellement nécessaire à l'ingénieur.

2.3.1 - Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage considéré est un pont-dalle symétrique à trois travées. On note L_0 la portée de la travée centrale, et L_1 celle des travées de rive. Dans les applications numériques, on retiendra les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}L_0 &= 27,00 \text{ m} \\L_1 &= 24,50 \text{ m}\end{aligned}$$

Le tablier est constitué d'un béton C35/45, de module d'Young $E = E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}$, et de coefficient de dilatation thermique $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$.

La demi-coupe transversale du tablier est représentée sur la Figure 2-1, les caractéristiques géométriques de la totalité de la section du tablier sont :

$$\begin{aligned}A &= 16,8375 \text{ m}^2 \\I &= 1,9357141207 \text{ m}^4 \\v &= 0,4754120267 \text{ m} \\v' &= 0,674587973 \text{ m}\end{aligned}$$

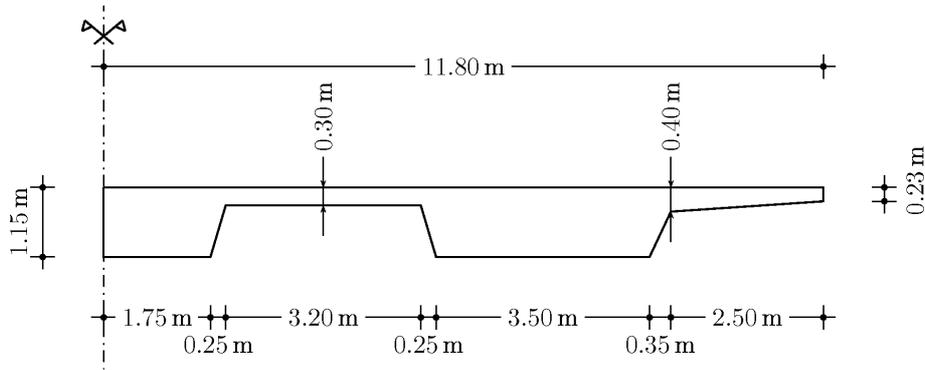


Figure 2-1 - Demi-coupe de l'ouvrage étudié

On montre aisément que sous l'effet d'un gradient thermique linéaire ΔT_M , le moment hyperstatique sur appui vaut :

$$M = 3 \frac{EI}{h} \frac{L_0 + L_1}{3L_0 + 2L_1} \alpha_T \Delta T_M$$

Soit ici :

$$M = 3 \times \frac{34000 \times 1,9357141207}{1,15} \times \frac{27 + 24,5}{3 \times 27 + 2 \times 24,5} \times 10^{-5} \times \Delta T_M = 0,68015 \text{ MN} \cdot \text{m} \cdot \text{K}^{-1} \times \Delta T_M$$

2.3.2 - Calcul par la méthode 1

Pour un pont de type 3 (dalle), on trouve, par lecture des tableaux 6.1 et 6.2 de l'EC1-1-5 (modifiés par l'annexe nationale), les coefficients k_{sur} étant obtenus avec une épaisseur de revêtement de 100 mm :

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 0,8 \times 12 = 9,6 \text{ K d'où le moment hyperstatique } M_{\text{heat}} = 0,68015 \times 9,6 = 6,53 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 1,0 \times (-6) = -6 \text{ K d'où le moment hyperstatique } M_{\text{cool}} = 0,68015 \times (-6) = -4,08 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

2.3.3 - Calcul par la méthode 2

Les profils d'élévation (algébrique) de température sont obtenus à partir de la figure 6.2c de l'EC1-1-5, les valeurs numériques étant déterminées par interpolation sur la hauteur de la section dans le tableau B.3 de l'annexe B de l'EC1-1-5 (voir Figure 2-2 et Figure 2-3).

Les composantes linéaires ΔT_u et ΔT_M de ces profils sont obtenues en calculant les intégrales suivantes :

$$\Delta T_u = \frac{1}{A} \int_{-v'}^v \Delta T(z) b(z) dz$$

$$\Delta T_M = \frac{h}{I} \int_{-v'}^v z \Delta T(z) b(z) dz$$

Ces expressions résultent de l'hypothèse de Navier-Bernoulli (linéarité des déformations dans l'épaisseur de la poutre) : $\varepsilon(z) = \varepsilon_0 + \kappa z$ (où ε_0 est la déformation à l'axe neutre et κ la variation de courbure), et de la relation contraintes-déformations uniaxiale :

$$\sigma = E (\varepsilon + \alpha_T \Delta T)$$

En combinant les deux relations ci-dessus, on obtient le profil de contraintes dans la section droite de la poutre :

$$\sigma(z) = E [\varepsilon_0 + \kappa z + \alpha_T \Delta T(z)]$$

L'effort normal N et le moment fléchissant M s'en déduisent par intégration :

$$N = \int_{-v'}^v \sigma(z) b(z) dz = E A \varepsilon_0 + E \alpha_T \int_{-v'}^v \Delta T(z) b(z) dz$$

$$M = \int_{-v'}^v z \sigma(z) b(z) dz = E I \kappa + E \alpha_T \int_{-v'}^v z \Delta T(z) b(z) dz$$

Pour obtenir ces relations, on a tenu compte de ce que la section est rapportée à ses axes principaux d'inertie :

$$\int b(z) dz = A \qquad \int z^2 b(z) dz = I \qquad \int z b(z) dz = 0$$

On reconnaît les expressions de ΔT_u et ΔT_M introduites plus haut et on obtient finalement les lois de comportement de la poutre :

$$\frac{N}{EA} = \varepsilon_0 + \alpha_T \Delta T_u$$

$$\frac{M}{EI} = \kappa + \alpha_T \frac{\Delta T_M}{h}$$

En d'autres termes, sous l'effet de la variation de température $\Delta T(z)$, la poutre subit une déformation imposée $\alpha_T \Delta T_u$ et une courbure imposée $\alpha_T \frac{\Delta T_M}{h}$: ΔT_u et ΔT_M sont bien les composantes linéaires associées au profil d'élévation de température.

En procédant sur la section de la Figure 2-1 aux intégrations des profils de température réglementaires (voir également Figure 2-2 et Figure 2-3), on trouve les valeurs numériques suivantes :

$$\Delta T_{u,heat} = 2,378 K$$

$$\Delta T_{M,heat} = 7,476 K \text{ d'où le moment hyperstatique } M_{heat} = 0,68015 \cdot 7,476 = 5,08 MN \cdot m$$

$$\Delta T_{u,cool} = -2,459 K$$

$$\Delta T_{M,cool} = -2,589 K \text{ d'où le moment hyperstatique } M_{cool} = 0,68015 \times (-2,589) = -1,76 MN \cdot m$$

Rappelons que conformément à la clause 6.1.4.2(1) Note 2 de l'EC1-1-5 la composante uniforme de température apparaissant par intégration des profils non-linéaires est à considérer comme un « artefact » de calcul, et n'est pas à prendre en compte (la valeur de l'élévation uniforme de température à prendre en compte est définie dans la clause 6.1.3 de l'EC1-1-5).

On constate que l'utilisation de la méthode 2 conduit à une réduction significative du moment hyperstatique induit par le gradient thermique, en particulier le gradient thermique négatif.

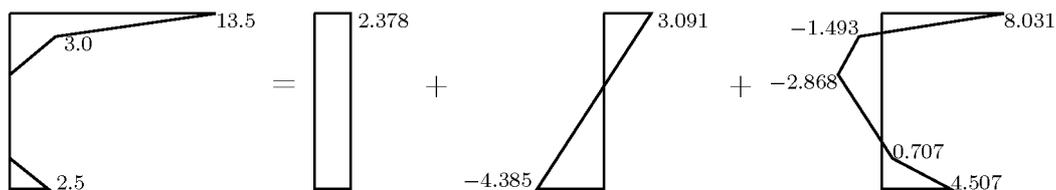
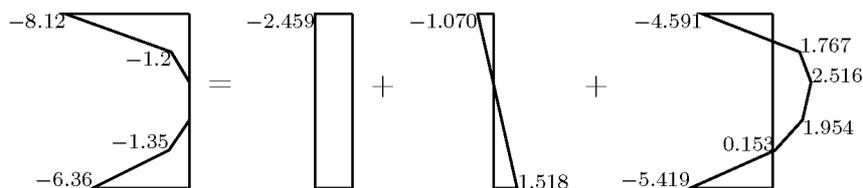


Figure 2-2 - Gradient non linéaire positif, et sa décomposition $\Delta T = \Delta T_u + \Delta T_M + \Delta T_E$



(Valeurs obtenues avec épaisseur de revêtement 100 mm)

Figure 2-3 - Gradient non-linéaire négatif, et sa décomposition $\Delta T = \Delta T_u + \Delta T_M + \Delta T_E$

3 - Action de la neige

La charge de neige ne doit pas être prise en compte.

Le guide ne traite pas la cas des ponts couverts.

Chapitre 5

Actions accidentelles



1 - Chocs routiers sur piles de ponts

1.1 - Introduction

Les chocs routiers sur piles de pont ont donné lieu à quelques accidents graves qui ont conduit les autorités responsables à prendre en compte ce risque par des recommandations pour la conception et le dimensionnement des appuis exposés.

Le dossier-pilote PP 73, réalisé et édité par le Sétra en 1975 consacrait un chapitre entier à ce problème. Le BAEL 91 donnait les règles forfaitaires simplifiées à appliquer à défaut de procéder à l'analyse de risque exposée dans le PP 73. Aujourd'hui, l'EC1-1-7, consacré aux actions accidentelles, traite aussi la question des chocs routiers. Mais les prescriptions sont vagues et peu explicites.

L'objet du présent texte est de donner quelques notions théoriques sur les phénomènes physiques impliqués dans les chocs routiers sur piles de pont ; d'expliquer les simplifications admises pour traiter le problème, puis de proposer une procédure rationnelle de dimensionnement des appuis exposés aux chocs.

Les efforts de choc proposés dans ce guide ainsi que les méthodes de calcul associées n'ont qu'un caractère informatif et ne peuvent être considérés comme les éléments d'une doctrine ayant reçu l'aval d'un grand nombre d'experts.

Les principales difficultés pour la prise en compte rationnelle du risque d'un choc routier sur une pile de pont sont de plusieurs natures :

- modélisation de l'effet d'un choc de véhicule,
- modélisation du comportement des matériaux sous ce type de sollicitations,
- modélisation probabiliste de l'importance du risque.

Le paragraphe 1.2 traite les deux premières difficultés. Le paragraphe 1.3 propose une méthode simplifiée pour traiter la question probabiliste.

Pour calibrer les efforts de choc, nous nous sommes basés sur l'idée que pour un risque maximal de choc routier, l'élément de l'appui heurté devait être quasiment invulnérable. Nous avons considéré que tel était le cas d'une colonne de béton armée à 2 % en C30/35 de un mètre de diamètre. Or la force statique qui conduit à l'ELU accidentel à la ruine de cette colonne, supposée fonctionner en console et percutée à 2 m au dessus de son encastrement (avec un effort normal concomitant de 0,7 MN) est d'environ 1500kN. Cette intensité est alors celle approximativement retenue comme valeur maximale. Elle conduit à des efforts de dimensionnement plus élevés que ceux retenus jusqu'à présent; ce que nous avons jugé acceptable pour des ouvrages neufs à concevoir, d'une part parce que la masse, le nombre et la vitesse des poids lourds ont augmenté au cours des trente dernières années et d'autre part parce que le risque d'un effondrement doit être plus faible pour des ouvrages à construire que pour des ouvrages déjà construits.

Pour d'autres niveaux de risque, les valeurs de dimensionnement proposées sont réduites en se basant sur l'analyse rationnelle de l'influence des principaux facteurs et qui sont : la gravité des conséquences de la rupture de l'élément heurté, le volume du trafic des poids lourds, la vitesse des poids lourds, la dangerosité des conditions de circulation au droit de l'appui, la distance latérale entre le bord de chaussée et l'élément d'appui et la présence éventuelle d'un dispositif de retenue protégeant l'élément.

Mais nous insistons sur le fait que les valeurs fournies dans ce guide n'ont qu'un caractère informatif et qu'il appartient au maître d'ouvrage de spécifier, dans le cadre du projet particulier, la force statique équivalente au choc (si ce type de modélisation est retenu).

1.2 - Bases théoriques

1.2.1 - Phénomènes mécaniques

Définitions

Un choc est un phénomène physique se produisant entre deux corps entrant en contact à des vitesses différentes, et produisant une variation brutale de vitesse de l'un ou des deux corps.

Cette variation brutale de vitesse s'accompagne d'une force instantanée considérable, et très variable au cours de très petites périodes de temps (quelques milli-secondes voire moins). Le choc est donc caractérisé par cette évolution de la force au cours du temps.

Vis-à-vis des solides considérés comme indéformables, cette loi d'évolution de la force de choc n'est pas accessible. On s'intéresse à son effet, qui est l'intégrale de la force au cours de la durée de choc, et que l'on nomme impulsion.

Le phénomène physique caractérisant le choc est régi par plusieurs théorèmes.

Le plus important concerne la conservation de la quantité de mouvement. Si l'on considère un objet indéformable de masse m , et animé d'une vitesse \vec{V}_1 , subissant un choc d'impulsion \vec{p} (quantité de mouvement) modifiant sa vitesse à \vec{V}_2 , alors le théorème de conservation de la quantité de mouvement se

$$\text{traduit par : } m\vec{V}_2 - m\vec{V}_1 = \vec{p} \quad \text{avec } \vec{p} = \int_0^{t_{choc}} \vec{F}(t)dt$$

Le second théorème concerne la conservation de l'énergie mécanique d'un système (somme de l'énergie cinétique et des énergies potentielles (pesanteur, élasticité)). Il précise que lors d'un choc, la variation d'énergie mécanique d'un système est égale au travail des forces dissipatives, principalement les frottements. Ces phénomènes physiques dissipatifs sont compliqués à appréhender. Ils permettent en général de se donner une seconde équation, basée sur une hypothèse de comportement physique du choc, permettant la résolution du problème.

Application aux systèmes déformables

Dans la réalité, la notion de solide indéformable n'existe pas, et encore moins lorsque l'on s'intéresse aux chocs de véhicules sur des piles de ponts routiers où l'on a très clairement un choc entre deux solides déformables. La déformation peut être d'origine élastique, mais aussi plastique.

Dès que l'on connaît le comportement élastique ou élasto-plastique des systèmes mis en jeu, la résolution du problème devient aisée si l'on néglige tous les phénomènes dissipatifs inconnus (frottements etc.). Il suffit en effet d'écrire le principe fondamental de la dynamique pour les deux solides, et de résoudre les équations connaissant les lois de comportement. Le modèle le plus simple est le système masse-ressort, que l'on peut utiliser à la fois pour le système impactant et le système impacté.

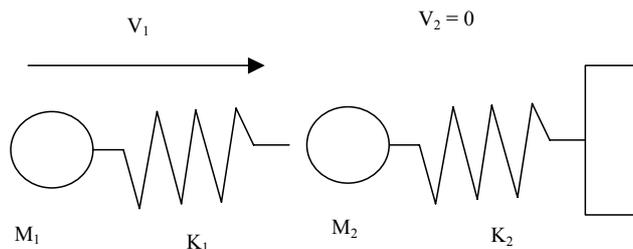


Figure 1-1

Bien que le système soit a priori simple à résoudre, les deux équations sont couplées et la résolution dynamique peut se faire sur la base des modes propres. Il faut cependant tenir compte du fait que le système couplé n'existe

que s'il y a contact entre les deux solides, ce qui n'est plus le cas si la compression du ressort K1 s'annule et que celui-ci entre en traction (auquel cas il y a désolidarisation des deux solides).

La résolution devient nettement plus délicate lorsque l'on introduit de l'amortissement. De plus, le comportement des structures s'éloigne sensiblement du système masse-ressort, à la fois pour le véhicule et pour l'obstacle. On peut ainsi être amené à réaliser des modèles mécaniques complexes (éléments finis etc.) des deux systèmes. De plus, aux phénomènes globaux s'ajoutent les phénomènes locaux (perforations).

Enfin, pour compliquer encore l'approche, il faut pour bien représenter la réalité ajouter les effets non élastiques ou non linéaires (plastifications, flambements, fissuration du béton, rupture d'adhérence des armatures etc.). Ces modèles très délicats doivent être de plus réalisés en dynamique rapide ce qui impose des pas de temps extrêmement faibles, et un comportement des matériaux variant avec les vitesses.

La réalisation de modèles complets couplés ne devient accessible que dans le cas d'un travail de recherche de longue durée, avec des logiciels sophistiqués et des puissances de calcul considérables, et certainement pas pour des dimensionnements classiques de ponts. De plus, même lorsque ce travail est possible, la diversité des corps impactant (camions, voitures) et impactés (piles de pont), ainsi que leur connaissance plus ou moins complète (camions notamment) ne permet pas de résoudre le problème posé.

Il devient donc nécessaire de simplifier le problème.

1.2.2 - Paramètres influençant le choc

Lorsque l'on s'intéresse plus précisément au phénomène de chocs de poids lourds sur des piles de pont, il est nécessaire de pouvoir caractériser ce choc et de prendre en compte tous les paramètres intervenant dans le phénomène physique.

L'intensité du choc est principalement due à la masse du véhicule et à la vitesse de celui-ci. Tous les véhicules ayant des masses et des vitesses différentes, l'approche probabiliste par analyse du risque devient nécessaire. Cette approche nécessite un certain nombre de données (taux de PL, répartitions des masses des PL, répartitions des vitesses des PL), qui seront explicités au paragraphe suivant.

D'autres facteurs géométriques peuvent aussi intervenir. La présence de dispositifs de retenue qui absorbent une partie de l'énergie est favorable. De même, l'éloignement de la route et de la pile est un facteur favorable. La diminution d'énergie provenant dans ce cas du conducteur qui a du temps pour freiner et diminuer l'énergie cinétique de son véhicule avant l'impact.

1.2.3 - Couplage Véhicule-Pile – Choc dur-choc mou

Afin de pouvoir procéder à des dimensionnements de piles ayant une certaine valeur scientifique, il faut se donner un certain nombre d'hypothèses.

La première de ces hypothèses consiste à découpler le problème et donc à ne pas prendre en compte l'interaction impactant-impacté. Ceci provient d'une constatation évidente que les corps impactant sont beaucoup plus souples que les corps impactés. On fait l'hypothèse que l'évolution du système impactant est la même si on prend en compte l'obstacle avec sa masse et sa déformabilité, ou un obstacle parfaitement rigide. Ceci se démontre si l'on utilise le système masses-ressorts à deux degrés de liberté tel que présenté plus haut, mais se généralise à n'importe quelle modélisation du moment que la fréquence propre de l'obstacle est suffisamment élevée par rapport à la fréquence propre du véhicule (facteur 10 au moins, voir figures ci-dessous). Dans le cas de piles de pont, une analyse sur un grand nombre de piles (de hauteur faible) montre que celles-ci ont des fréquences propres nettement plus élevées (30 Hz environ) que les véhicules (aux alentours de 0,5 – 1 Hz pour des camions). Ceci permet d'évaluer la force de choc au cours du temps. A noter que les piles de hauteur plus importante sont en général dimensionnées pour d'autres efforts, et sont souvent suffisamment épaisses à leur base.

De même, pour connaître l'évolution du corps impacté, il suffit de remplacer le corps impactant par la même force variable au cours du temps que celle déterminée précédemment.

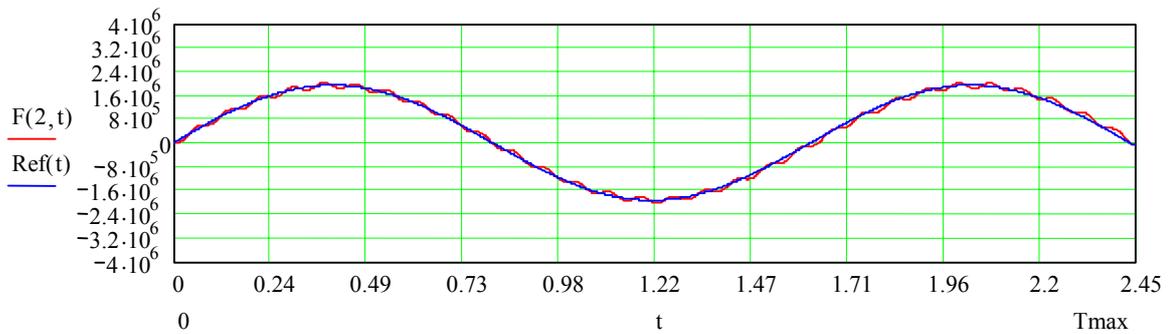


Figure 1-2 - Force dans le corps impacté pour un corps impacté ayant une fréquence propre 20 fois plus élevée que celle du corps impactant (en rouge avec prise en compte du couplage, en bleu sans prise en compte du couplage). Le modèle peut être découplé.

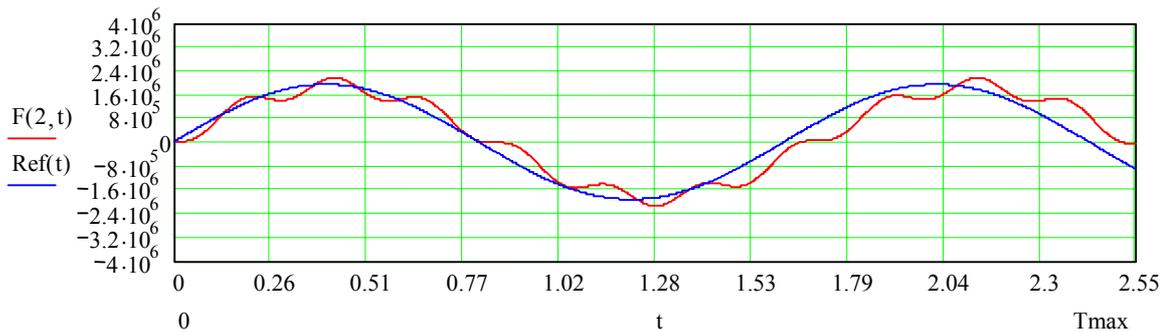


Figure 1-3 - Force dans le corps impacté pour un corps impacté ayant une fréquence propre 6 fois plus élevée que celle du corps impactant (en rouge avec prise en compte du couplage, en bleu sans prise en compte du couplage). Le modèle peut être découplé.

Le choc est donc supposé dur puisque l'obstacle est considéré comme infiniment raide par rapport au véhicule.

Le problème mécanique est le suivant :

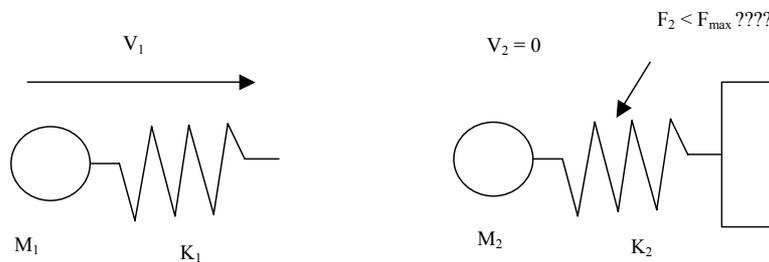


Figure 1-4

Le problème peut ainsi se décomposer en deux problèmes beaucoup plus simples à résoudre :

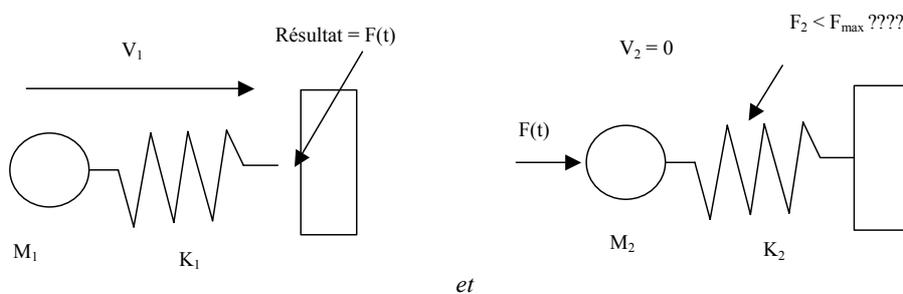


Figure 1-5

Le problème couplé étant découplé en deux problèmes distincts, on peut améliorer la modélisation de ces deux problèmes, et prendre en compte leur comportement continu. En effet, les deux systèmes sont composés de

poutres et de masses réparties. C'est l'objet des deux paragraphes qui suivent. Le paragraphe 1.2.4 concerne le problème du corps impactant alors que le paragraphe 1.2.5 s'intéresse au corps impacté.

Dans ces deux paragraphes, on citera souvent le document du Sétra intitulé "Piles et Palées" et nommé "PP73" qui précisait comment étaient calculées les piles de ponts avant les Eurocodes. Bien que les conditions de circulation aient changé, les concepts scientifiques et observations expérimentales (essais notamment) développés dans ce document sont très riches d'enseignements. C'est pour cela que nous reprendrons une partie de ce qui est développé dans ce document dans le présent guide.

1.2.4 - Modèles mécaniques de camion

Modèle réel

Un camion est un objet très complexe à modéliser. Si l'on veut le traiter complètement, il faut prendre en compte tous les éléments structurels, de grande ou petite taille, mais aussi les éléments qui liaisonnent le chargement aux éléments structurels du camion. De plus, les éléments structurels du camion doivent être modélisés avec un comportement élasto-plastique non linéaire adapté, prenant en compte les effets du second ordre provoquant le flambement des éléments de poutres. Un tel modèle serait beaucoup trop compliqué à réaliser, sans compter qu'il existe de nombreux types de camion, et que leurs caractéristiques ne sont pas toujours dévoilées par les fabricants. Il est donc plus raisonnable soit de prendre en compte des résultats d'essais, soit de réaliser des modèles simples pouvant être recalés à partir d'essais.

Les résultats d'essais montrent que, lors d'un choc de poids lourds, la force de contact $F(t)$ avec l'objet impacté peut avoir l'allure suivante.

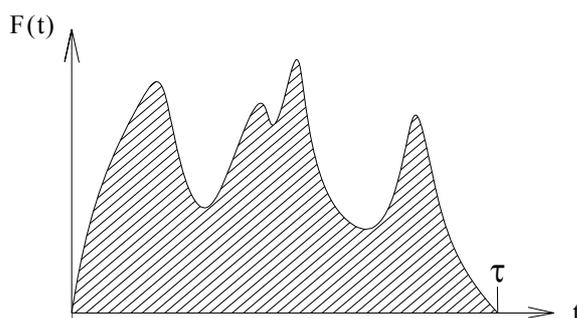


Figure 1-6

Les pics correspondent aux percussions successives du moteur, du châssis et du chargement.

Le document PP73 donne un schéma équivalent :

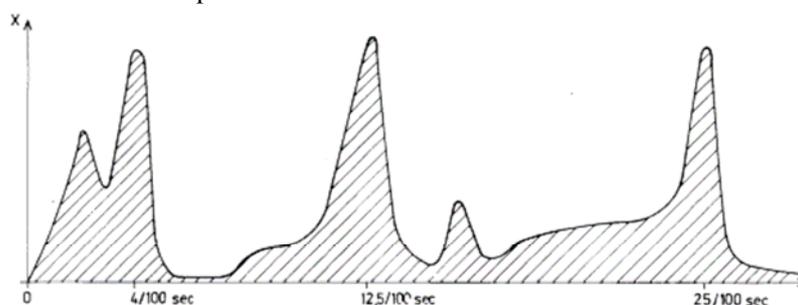


Figure 1-7

Modèles simplifiés et complexes

Le premier modèle simplifié venant à l'esprit et le modèle constitué d'une masse (la masse du camion) et d'un ressort. La valeur de la raideur du ressort est cependant très difficile à caler précisément. Le modèle se révèle très insuffisant.

Un meilleur modèle consiste en un système de 3 masses et 3 ressorts représentant correctement le moteur, le châssis et le chargement tel que décrit plus haut. La difficulté est de déterminer les 3 raideurs nécessaires.

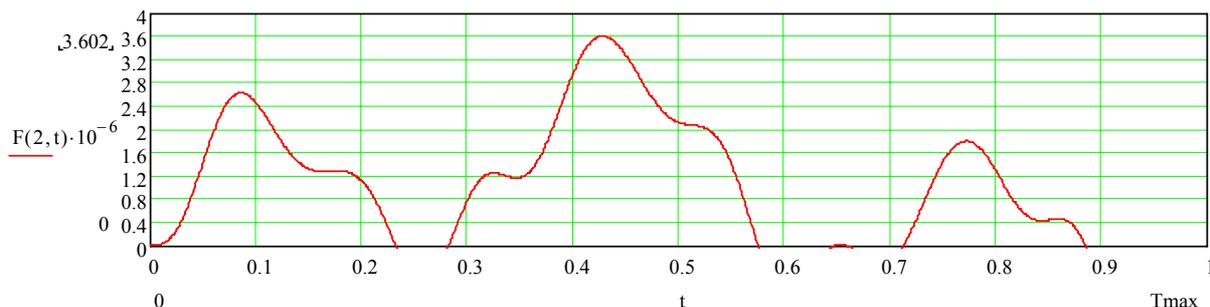


Figure 1-8 - Exemple de force de choc au contact entre le camion et l'obstacle obtenue à l'aide d'un système de 3 masses (2t, 5t, 15t) et 3 ressorts (3000kN/m, 3000kN/m, 300kN/m) représentant le moteur, le châssis et le chargement.

Il apparaît que les résultats sont très fortement dépendant des valeurs des masses et raideurs. L'utilisation d'un tel modèle est donc peu conseillée.

Un autre modèle est donné par l'annexe C de l'Eurocode 1 1-7. Le véhicule est modélisé par un barreau élastique de caractéristiques ρ , E, S, L et tel que $\rho SL = \text{masse du camion}$ et $ES/L = k = 300\text{kN/m}$.

Un tel modèle semble réaliste puisqu'il prend en compte le caractère de milieu continu du camion. Néanmoins, il suppose les rigidités et masses réparties uniformément le long de la poutre, ce qui est peu réaliste.

L'évolution de la force d'impact en fonction du temps est représentée par un créneau de force, constante à une valeur de $F = V\sqrt{km}$ pendant une durée de $\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}}$

On retrouve bien cette force en réalisant un modèle numérique prenant en compte un nombre très important de modes propres de déformation longitudinale de la poutre :

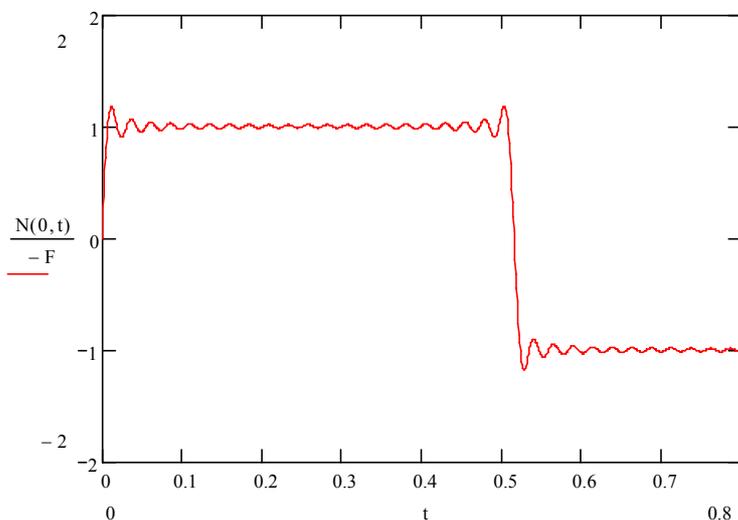


Figure 1-9 - Force de choc obtenue par le barreau élastique.

Bien que ce modèle soit peu réaliste, il a l'avantage de donner une force constante au cours du temps, ce qui est intéressant pour le calcul de la pile.

Définition de la force statique équivalente au choc

Il est intéressant de s'intéresser à la force moyenne au cours du choc. En notant Δt la durée totale du choc, la force moyenne peut se déterminer par l'expression :

$$F_m = \frac{\int_0^{\Delta t} F(t) dt}{\Delta t}$$

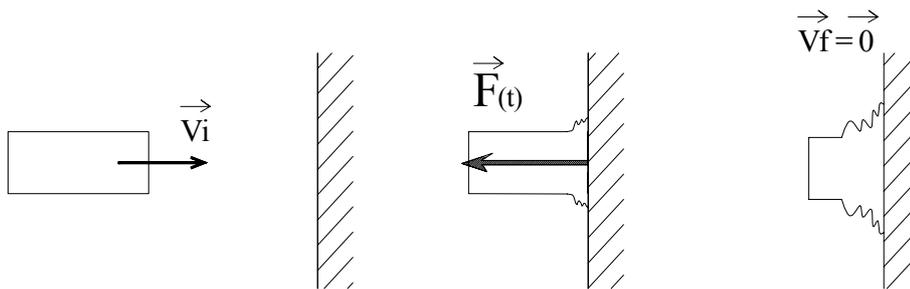
$$m \cdot \frac{d\vec{V}}{dt} = \vec{F}(t) \Rightarrow m \cdot (\vec{V}_f - \vec{V}_i) = \int_0^{\Delta t} \vec{F}(t) dt$$

Par ailleurs, l'application de la relation fondamentale de la dynamique montre que la variation de la quantité de mouvement est égale à l'intégrale de $F(t)$ sur la durée du choc.

Dans le cas d'un choc frontal, la force moyenne sur l'appui est donc égale à :

$$F_m = \frac{m \cdot V}{\Delta t}$$

C'est cette grandeur que l'on appelle force statique équivalente, car elle est constante au cours du temps (statique) et produit une même impulsion que la force réelle (équivalente). Il est important de noter que cette force est conventionnelle et n'a pas d'existence physique. Bien qu'elle produise la même impulsion que la force réelle, il n'est pas du tout garanti qu'elle produise les mêmes dégâts que la force réelle. Néanmoins, on verra par la suite qu'en pratique c'est elle que l'on utilise pour les vérifications.



Modèle retenu

Autant l'obstacle (la pile de pont) peut être considéré comme infiniment rigide, autant la déformabilité du véhicule doit être prise en compte, sous peine d'obtenir un effort de choc quasi-infini.

La structure résistante d'un camion est complexe à appréhender. Mais lors d'un choc violent les éléments structurels qui le composent ne restent pas élastiques. Les structures métalliques plastifient, flambent, ou encore se désolidarisent les unes des autres par exemple au niveau de leurs liaisons. La succession d'événement est très difficile, voire impossible à appréhender. Le calcul des caractéristiques de section (surface, inertie) et des raideurs associées (rigidité en traction-compression, en flexion) conduit à des raideurs globales équivalentes, basées uniquement sur un comportement élastique, très supérieures à ce qui est observé. On est donc obligé de se contenter d'une analyse globale à partir de tests ou de modèles très simplifiés.

La vérification d'un appui subissant un choc de véhicule nécessite une modélisation qui soit à la fois représentative de l'effet du choc et pratique pour la conduite des calculs structurels. Pour ce faire, l'EC1-1.7 admet l'utilisation d'une force statique, à appliquer sur la structure subissant le choc, et "équivalente" à l'effet du choc.

Nous retenons pour cette force statique équivalente l'expression obtenue pour la force moyenne dans le cas du choc frontal, soit $F = \frac{m \cdot V}{\Delta t}$ (avec $\Delta t = 0,4s$).

Il est à noter que l'annexe C de l'EC1-1.7 ne donne pas tout à fait le même type de modélisation. La force indiquée est : $F = V\sqrt{km}$. En fait, ces deux approches sont identiques si l'on remarque que pour un barreau élastique (modèle de base de l'annexe C), on a $\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}}$.

Par contre, lorsqu'on réalise l'application numérique, du fait de la valeur de k donnée par l'EC1 ($k = 300\text{kN/m}$), qui conduit, pour $m=20\text{t}$ à $\Delta t = \sqrt{\frac{20\,000}{300\,000}} = 0,26\text{s}$, la force de choc est nettement plus élevée (dans le rapport $0,4 / 0,26$ soit 1,5).

Il paraît néanmoins plus raisonnable de garder la valeur de 0,4s, plus conforme aux résultats d'essais, que la valeur de 0,26s, correspondant à une valeur de k qui ne trouve pas de justification, et qui conduit à des efforts nettement plus importants que les valeurs indicatives données dans le texte de l'EC1-1.7.

Ainsi la force moyenne au cours du temps est transformée en une force statique que l'on applique sur un modèle statique. Il n'est pas du tout évident que cette force moyenne au contact entre la pile et le véhicule engendre au sein de la pile des efforts dont la distribution est caractéristique d'un comportement statique, et correspondant à l'effort statique équivalent tel que présenté auparavant.

En effet, non seulement les déformées dynamiques des piles sont a priori différentes des déformées statiques, mais de plus la pile subit une amplification dynamique de la force de choc pouvant atteindre la valeur de 2. On va voir dans la partie suivante que l'on va s'autoriser à ne pas prendre en compte ces deux éléments.

1.2.5 - Modèle de la pile

Dans cette partie, on ne s'intéresse qu'aux phénomènes globaux intéressant la pile, c'est-à-dire les phénomènes produisant une déformée globale de la pile, et une distribution d'efforts globale dans la pile. On ne s'intéresse pas aux phénomènes de perforation du béton car on considère que la force de choc est répartie sur une surface suffisamment importante (liée aux pare-chocs et aux moteurs des véhicules) pour qu'il n'y ait pas de rupture locale du béton.

Amplification dynamique

Pour représenter le plus simplement possible une pile de pont, on peut adopter un modèle constitué d'une masse et d'un ressort. Lorsqu'on lui applique **une force constante au cours du temps** mais sur une durée de 0,4s, (**on passe d'une force nulle à la date 0 à une force constante non nulle de la date 0+ et 0,4sec**), la force dans le ressort n'est pas du tout la même que la force appliquée, du fait de l'inertie de la masse. Ceci est illustré dans le schéma suivant :

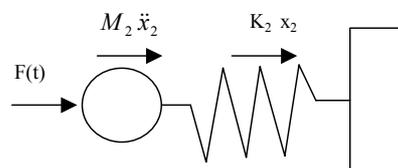


Figure 1-10

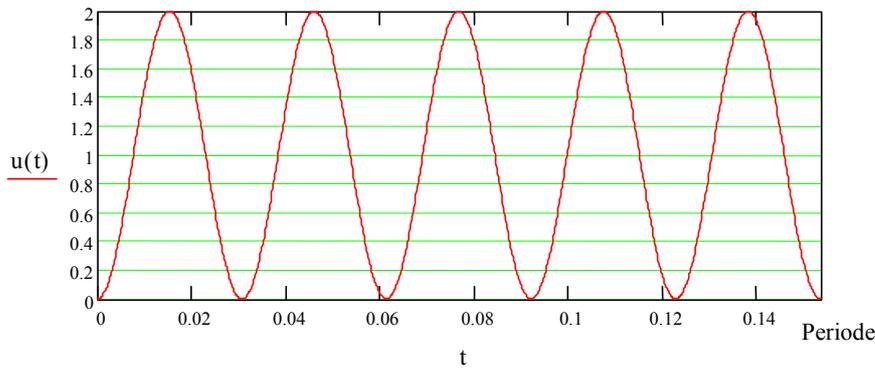
En écrivant l'équilibre dynamique de la masse M2 on aboutit à l'équation :

$$M_2 \ddot{x}_2 + K_2 x_2 + F(t) = 0$$

En notant $F_{pile} = -K_2 x_2$ on aboutit à :

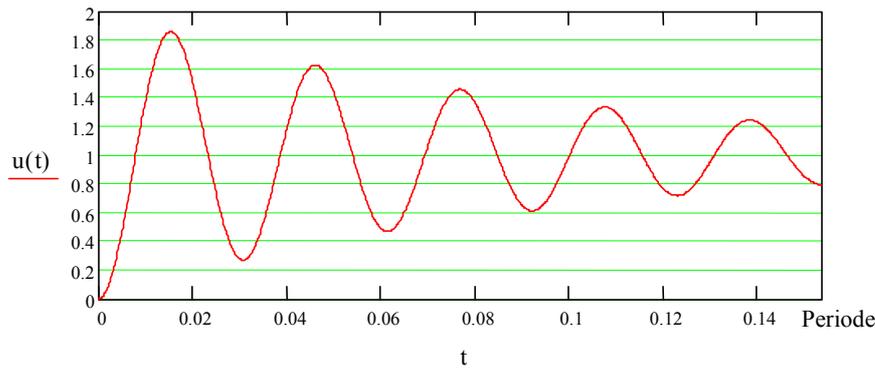
$$F_{pile}(t) = F(t) + M_2 \ddot{x}_2$$

L'effort dans la pile peut donc être supérieur à l'effort sollicitant. La pile subit une amplification dynamique pouvant atteindre la valeur de 2.



Pas d'amortissement

Durée de montée en force nulle



Amortissement = 5%

Durée de montée en force nulle

Figure 1-11 - Rapport entre le déplacement dynamique et le déplacement statique lorsque la période de la pile est faible devant la durée du choc (cas des piles de pont).

Si on ne tient pas compte de cette amplification dynamique, et que l'on dimensionne la pile de sorte que son effort plastique maximal corresponde à un déplacement de 1,8 fois le déplacement statique par exemple (au lieu de 2), on obtient la courbe de déplacement suivante :

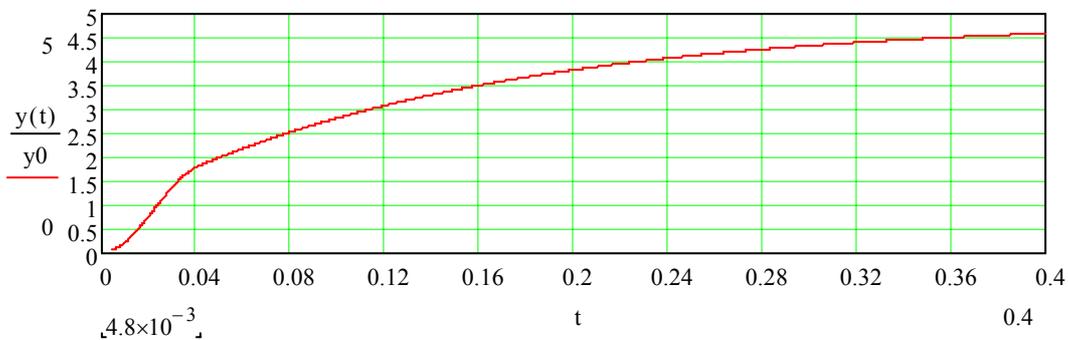


Figure 1-12 - Avec un seuil plastique correspondant à une amplification dynamique de 1,8, les mouvements divergent et la pile ne joue plus son rôle.

En toute rigueur, on devrait prendre en compte ce coefficient d'amplification dynamique qui vaut 2 lorsque l'on a un créneau parfait et très peu d'amortissement, et des valeurs intermédiaires si le temps de montée en force du créneau n'est pas nul. On atteint alors des amplifications dynamiques de 1,4 à 1,8 suivant les hypothèses.

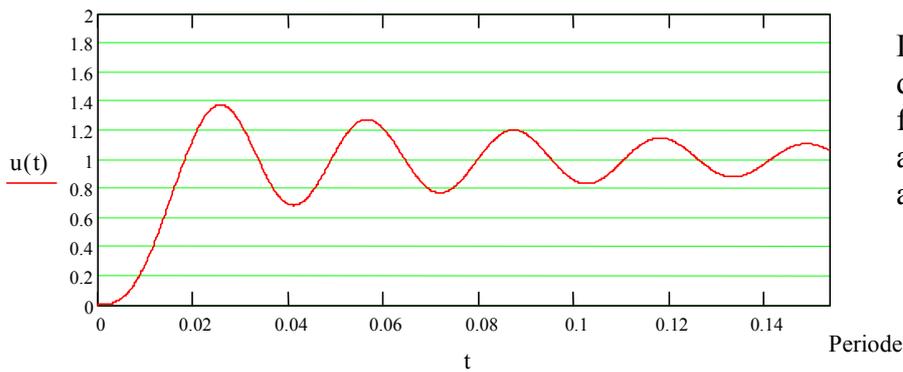
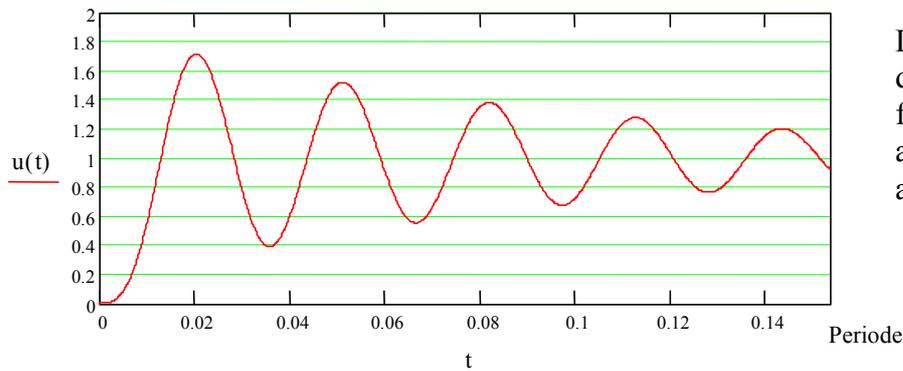
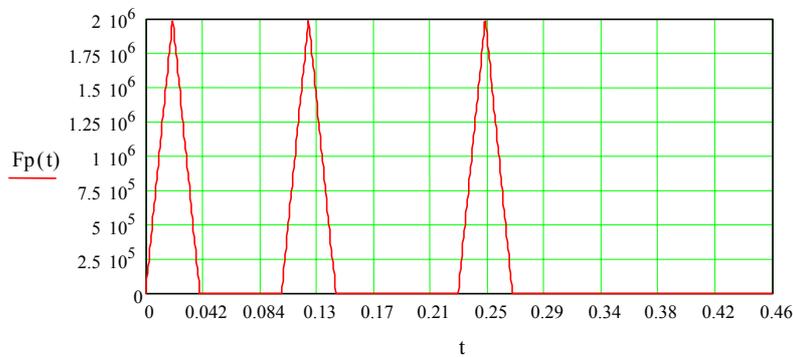


Figure 1-13 - Influence du temps de montée en force. Réponse dynamique / réponse statique

En prenant un schéma de chargement en 3 fois (moteur châssis chargement), on obtient une amplification encore nettement plus faible.



Le coefficient d'amplification vaut 1,2 à 1,6 sur chacun de ces pics, et beaucoup moins entre les pics de chargement

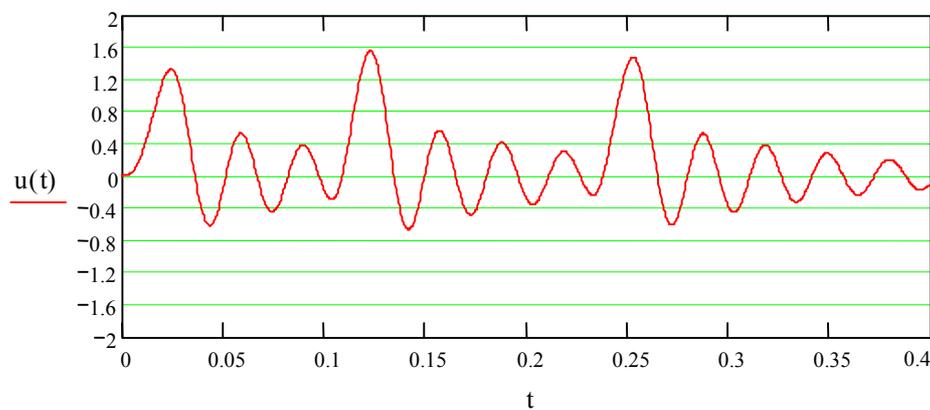


Figure 1-14 - Influence de la forme de l'impulsion. Chargement (en haut), Réponse dynamique / réponse statique (en bas)

Ces différents exemples montrent l'application d'un créneau de force brutal et parfait est extrêmement défavorable et peu réaliste. Dès que l'on s'approche de conditions plus réelles, l'amplification dynamique est plus faible.

En outre, les phénomènes en jeu ici se réalisent sur des durées très courtes, de l'ordre des quelques dizaines de milli-secondes. Ceci entraîne des vibrations autour de la valeur moyenne avec de très fortes vitesses de variation. Or des études sur les matériaux béton et acier montrent que ceux-ci présentent une surrésistance importante lorsqu'ils sont sollicités à de très fortes vitesses. De ce fait, le PP73 avait conclu que les variations rapides autour de l'effort moyen n'avaient pas à être prises en compte pour le dimensionnement des sections, compte-tenu des capacités des matériaux. De plus, les phénomènes qui se produisent lorsque l'on s'approche de la ruine (plastification, dégradation des liaisons etc.) ont des durées de développement nettement plus longues que la période des oscillations.

On peut donc en déduire que les oscillations autour de la valeur moyenne sont reprises par les matériaux qui fonctionnent différemment. On peut donc les négliger et dimensionner les sections avec l'effort moyen, correspondant exactement à l'effort imposé par le véhicule, à savoir l'effort statique équivalent de choc. Ceci diffère de l'approche donnée par l'annexe C de l'EC1 1-7 qui propose de prendre la valeur obtenue après amplification dynamique.

Il est cependant important de signaler que ceci n'est valable que pour des piles très raides, dont la période propre de vibration est très faible devant 0,4 s. Si ce n'est pas le cas, il faut calculer le coefficient d'amplification sur la base d'une analyse dynamique. Il est cependant intéressant de signaler que si la période des vibrations de la pile est très supérieure à 0,4 s (cas par exemple des piles élancées) alors le coefficient d'amplification peut éventuellement être inférieur à 1.

Comportement dynamique ou statique

Le comportement dynamique des structures est très différent du comportement statique du fait du produit Masse x Accélération dans les équations régissant le comportement mécanique. Les déformées qui en résultent, de même que les courbes d'effort, sont également très différentes.

Les oscillations de la structure ont lieu selon une déformée "dynamique" autour d'une position d'équilibre caractérisée par une déformée "statique". La déformée résultante n'a donc rien à voir avec les déformées statiques habituellement calculées. Cependant, comme il a été dit plus haut, la partie dynamique de la déformée et de la distribution des efforts est beaucoup plus facilement acceptable par la structure que la partie statique.

De même que précédemment, on négligera donc cette déformée dynamique. On considère donc que le schéma mécanique correspond à celui d'un schéma en statique auquel on applique une force statique égale à la force statique équivalente définie dans le paragraphe précédent.

On voit ainsi que par une succession d'hypothèses simplificatrices justifiées par l'expérience, on aboutit à un modèle classique de sollicitation d'une structure par une force égale à :

$$F = \frac{m.V}{\Delta t} \text{ (avec } \Delta t = 0,4\text{s).}$$

Comme cela avait été fait dans le document PP73, on va tenir compte d'une dissipation d'énergie par percussions dans la chaussée et les différents éléments autour de la pile, consistant à réduire la force d'impact de 20 % :

$$F = 0,8 \frac{m.V}{\Delta t} \text{ (avec } \Delta t = 0,4\text{s).}$$

Calcul des efforts avec ou sans rotules plastiques

Lorsque l'on dimensionne des structures avec des actions accidentelles très violentes, il est fréquent de recourir aux rotules plastiques qui permettent en général de réaliser des économies sur les quantités de matériaux. L'utilisation des rotules plastiques est définie dans l'Eurocode 2 au chapitre 5. Les rotules plastiques permettent de limiter les efforts dans certaines parties d'ouvrages très fortement sollicités. La contrepartie est qu'il est nécessaire de vérifier que les rotations de ces rotules sont admissibles par rapport aux limites fixées.

Dans le cadre des chocs de véhicules sur des piles de ponts routiers, l'utilisation des rotules plastiques est admissible sur des ouvrages qui sont hyperstatiques, et à condition que le nombre de rotules plastiques ne soit pas supérieur au degré d'hyperstaticité de la structure.

Etant donné qu'un choc d'un véhicule sur un pont routier se traduit par une énergie cinétique apportée par le véhicule et transmise à la pile, on pourrait être tenté de faire reprendre cette énergie par dissipation dans la rotule plastique, même lorsque le nombre de liaisons hyperstatiques est épuisé. Cette approche est cependant à proscrire car l'énergie plastique dissipée dans des rotules plastiques classiques de piles en béton armé est bien insuffisante par rapport à l'énergie du choc. De ce fait, l'utilisation des rotules plastiques est à réserver aux structures hyperstatiques (piles avec liaison en tête) dans le but de mieux répartir les efforts.

Nous allons à titre d'exemple traiter ci-après l'exemple d'une pile de pont de type poutre encastree à sa base et simplement appuyée en tête. La généralisation à d'autres structures hyperstatiques (bi-encastrees, voiles etc.) peut se faire sur les mêmes principes. Des exemples seront données ultérieurement.

La première étape consiste à déterminer le degré d'hyperstaticité de la structure considérée n , et à calculer la répartition des efforts sans prise en compte des rotules plastiques.

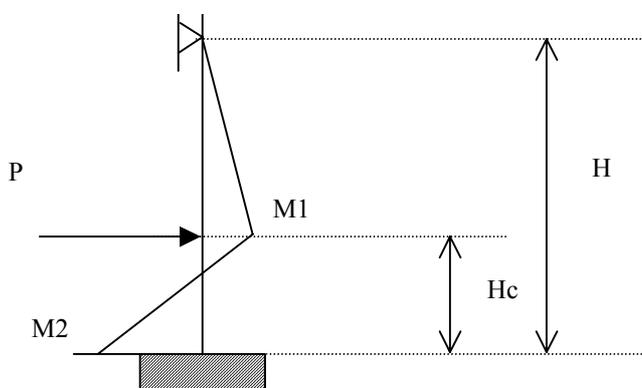


Figure 1-15

Cette pile n'ayant qu'un seul degré d'hyperstaticité, il n'y aura qu'une seule rotule plastique et le dimensionnement sera effectué de sorte d'atteindre un état juste avant la formation de la seconde rotule plastique.

En notant $\lambda = H_c/H$, on constate sur la courbe ci-dessous qu'en général, le moment à l'encastrement M2 est très supérieur au moment au droit de la charge M1

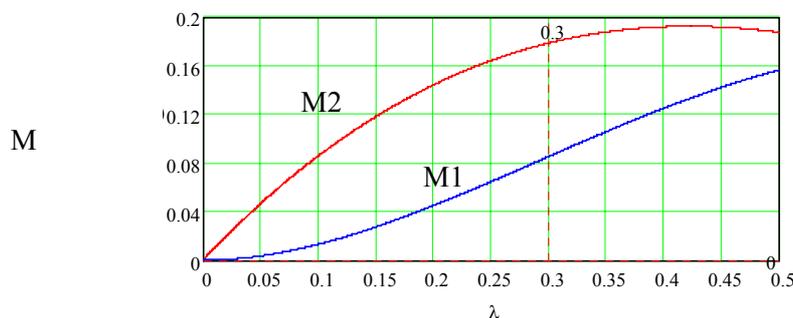


Figure 1-16

Il devient alors très intéressant de limiter le moment à l'encastrement. On place donc une rotule plastique au niveau de l'encastrement. La valeur du moment d'encastrement est pour l'instant indéterminée. On la note M_p .

Après la formation de cette première rotule plastique (obtenue pour une fraction αP_{pl} du chargement, avec $\alpha < 1$), le schéma devient isostatique :

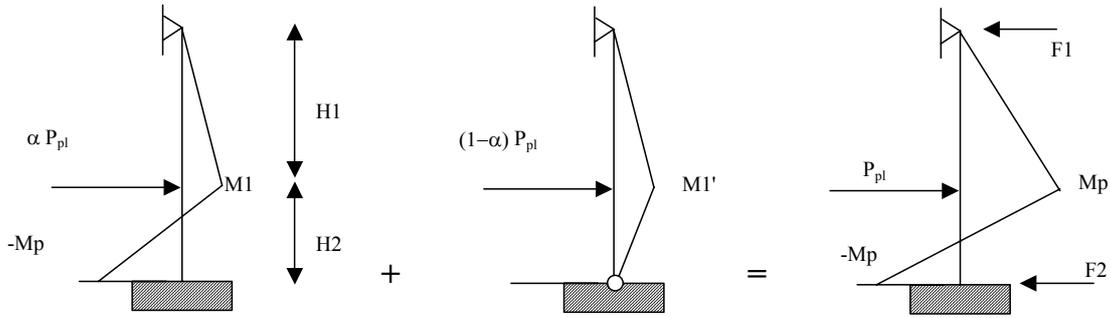


Figure 1-17

Le schéma statique final est la superposition de deux schémas statiques, sur des configurations différentes (la première sur la structure hyperstatique pour le chargement αP_{pl} et la seconde sur le schéma isostatique pour le complément de chargement $(1 - \alpha) P_{pl}$).

Pour des raisons économiques et de mise en oeuvre, choisissons le moment ultime au point d'impact tel que :

$$M1 + M1' = Mp.$$

La répartition finale des efforts permet aisément de trouver la valeur de M_p . On a en effet :

- équilibre en moment au point d'impact du système au-dessus de l'impact

$$Mp = F1 \cdot H1$$

- équilibre en moment au niveau de l'encastrement du système complet

$$-Mp = F1 \cdot H - P_{pl} \cdot H2$$

- équilibre des forces horizontales

$$F1 + F2 = P_{pl}$$

On trouve les inconnus $F1$ et $F2$ et on en déduit M_p :

$$Mp = P_{pl} \cdot H2 \cdot H1 / (H + H1)$$

Le système se résout aisément et donne $M_p < M2$ mais nécessairement supérieur à $M1$.

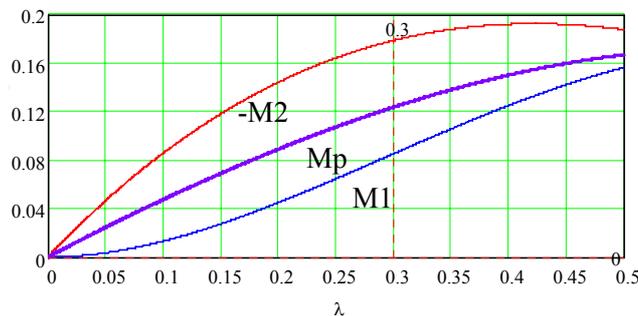


Figure 1-18

Il est plus facile de ferrailer continûment et uniformément, mais sans excès, une hauteur importante que de ferrailer très fortement un encastrement et moins en dehors de la zone d'encastrement (tout en changeant de face). Cela peut s'avérer même peu réaliste pour des piles circulaires. Il peut être ainsi intéressant d'adopter le modèle avec rotule plastique.

L'évolution des moments avec P est donnée ci-après :

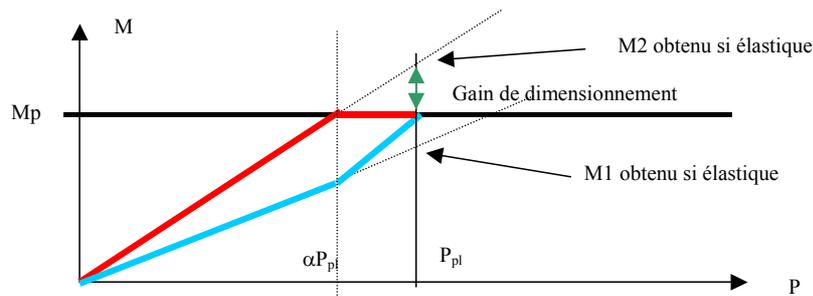


Figure 1-19

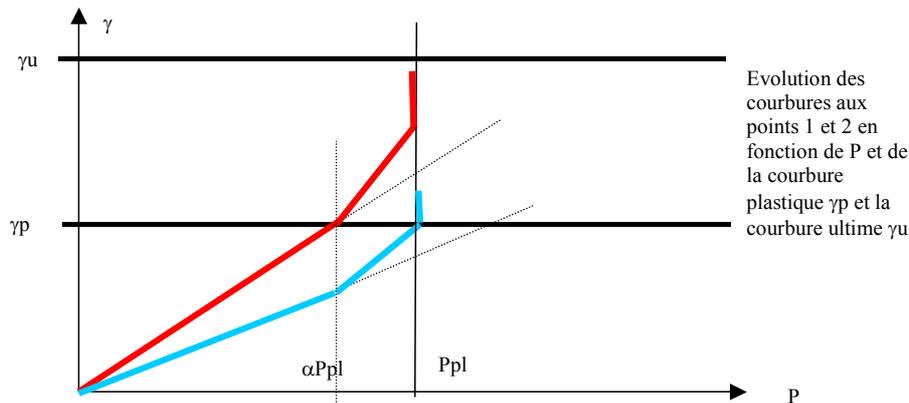


Figure 1-20

Une rotule plastique se forme. Il faut vérifier qu'elle est admissible (c'est-à-dire que la courbure ultime donnée sur la figure ci-dessus n'est pas dépassée par la courbe rouge). On calcule la rotation de la structure sous le cas de charge suivant, sachant que α est déterminé de sorte que :

$$M2(\alpha P_{pl}) = Mp.:$$

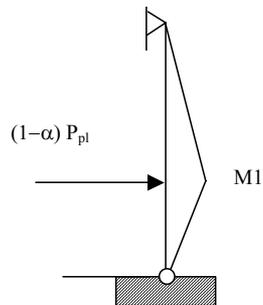


Figure 1-21

Néanmoins, la structure reste isostatique (poutre bi-articulée). Elle ne prend pas sous $(1-\alpha)P_{pl}$ des rotations très importantes (une pile de pont sensible au choc reste de rigidité comparable si elle est bi-articulée ou articulée-encastree). Donc les rotations sont "faibles" mais il faut le vérifier. L'Eurocode 2 donne des limites des rotations plastiques en fonction de la classe des aciers et de la position de l'axe neutre (cf. EC2 1-1 chapitre 5).

Si on va au-delà de P_{pl} , par exemple si on n'a pas absorbé toute l'énergie du choc, alors le système devient un mécanisme plastique car il ne présente plus de rigidité, et l'impactant devient dur. L'énergie non encore reprise est reprise par fonctionnement des rotules plastiques. Si cette énergie supplémentaire est faible, les rotules plastiques arrivent assez bien à reprendre cette énergie.

Celles-ci sont en général insuffisantes pour reprendre toute l'énergie du choc, et il ne faut pas réduire la valeur de M_p en dessous de celle trouvée précédemment. En effet, si le choc a une énergie de 6,25MJ par exemple, et que l'on veut limiter la rotation à environ 10 mrad (cf. EC2) pour les deux rotules, il faudrait un moment de $6,25/2/0.01 = 313$ MNm ! (rappel 100 tonnes x 1,5m = 1,5 MNm !).

M_p représente la limite au-delà de laquelle le système devient un mécanisme inadapté à reprendre le choc. C'est donc un optimum.

Prise en compte des effets du second ordre

Les effets du second ordre apportent des moments supplémentaires. Ils peuvent donc causer la ruine de la structure. Il faut donc les prendre en compte en prenant le supplément de moment donné par cet effet. Ceci a tendance à augmenter M_p . Il faut cependant procéder par itération.

Sur l'exemple précédent, si δ est le déplacement horizontal au niveau du point d'impact, les équations deviennent :

$$M_p = F1 \cdot H1 + Ppl \cdot \delta$$

$$-M_p = F1 \cdot H - Ppl \cdot H2$$

$$F1 + F2 = Ppl$$

On obtient donc :

$$M_p = Ppl \cdot (H2 \cdot H1 + \delta \cdot H) / (H + H1)$$

Donc un peu plus que précédemment. La difficulté consiste à calculer δ .

Pour ce calcul, on fait avec un logiciel de calcul un premier calcul au premier ordre, donc sans δ , avec :

$$M_p = Ppl \cdot H2 \cdot H1 / (H + H1)$$

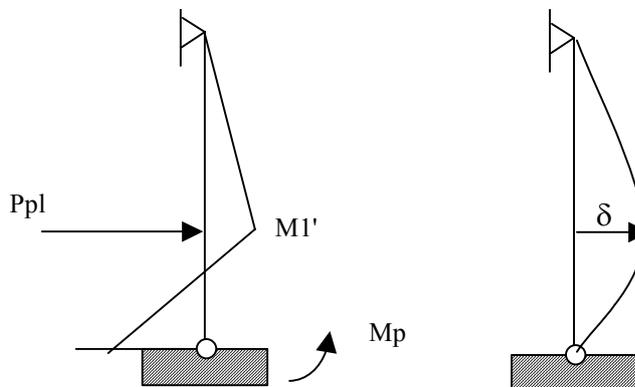


Figure 1-22

Ce calcul va bien évidemment donner $M1' = Mp$, mais surtout il va donner le déplacement δ et la rotation à la base. Ceci permet d'avoir une première estimation du moment M_p corrigé et si on n'a pas à sa disposition de logiciel permettant de calculer les effets du second ordre, on peut s'en tenir là en majorant forfaitairement le δ ainsi trouvé pour tenir compte des itérations ultérieures. Au final, il paraît évident que le terme $\delta \cdot H$ va être très nettement inférieur à $H2 \cdot H1$ si la pile n'est pas trop élancée.

Pour des piles élancées, le choc de poids lourd n'est en général pas déterminant.

Modèle retenu

Au final, le modèle retenu pour la pile est un modèle statique sur lequel on applique une force égale à la force statique équivalente calculée précédemment.

Il est possible de prendre en compte des plastifications successives (rotules plastiques) pourvu que la structure résiste à l'effort sollicitant juste avant de devenir un mécanisme. Ceci apporte un gain en quantité de matériaux, mais suppose de vérifier la rotation plastique des rotules.

1.3 - Calcul de la force statique équivalente par analyse de risque

1.3.1 - Principes de l'analyse de risque

Le principe d'analyse exposé dans ce chapitre ne constitue pas une doctrine officielle validée par un collègue d'expert.

Le risque considéré est celui de la rupture d'un élément d'appui heurté par un véhicule routier.

D'une façon générale, le niveau d'un risque dépend de la gravité de ses conséquences et de sa probabilité d'occurrence (un accident très rare aux conséquences majeures peut avoir un niveau de risque équivalent à celui d'un accident fréquent aux conséquences mineures). La gestion cohérente d'un risque consiste à concevoir la construction de telle sorte que la probabilité de l'accident soit limitée à "une probabilité cible", dont la valeur dépend de la gravité des conséquences de l'accident.

Pour assurer cette cohérence, il est donc nécessaire, dans un premier temps, de fixer cette probabilité cible en analysant les conséquences du risque.

Ensuite, la probabilité de rupture par choc routier d'un élément d'appui dépend de son niveau d'exposition aux chocs et de sa résistance structurelle. On déterminera donc le niveau de résistance de l'élément heurté de telle sorte que, compte tenu de son niveau d'exposition, sa probabilité de rupture soit ramenée à la valeur cible.

1.3.2 - Analyse des conséquences

Choix d'une classe de conséquence

Il convient d'apprécier la gravité des conséquences de la rupture de l'élément exposé aux chocs, en retenant l'une des classes suivantes, définies dans l'annexe B de l'EC0 :

- CC1 : faibles conséquences,
- CC2 : conséquences moyennes,
- CC3 : conséquences élevées.

Chacune des classes de conséquence est associée à une classe de fiabilité; c'est-à-dire à une probabilité de défaillance maximale ou « cible » en deçà de laquelle il faut se placer pour concevoir la construction. Les probabilités cibles annuelles (notées P_f) associées aux classes de conséquences sont :

Classe de fiabilité	Indice β	$P_f = \Phi(-\beta)$
RC3	5,2	10^{-7}
RC2	4,7	$1,3 \cdot 10^{-6}$
RC1	4,2	$1,5 \cdot 10^{-5}$

Tableau 1-1 - Tableau B2 - Chap B3.2(3) Annexe C EC0/A1

Eléments d'appréciation de la classe de conséquence

La classe de fiabilité RC2 est a priori celle qui correspond aux ponts.

Il est normal d'exiger pour leurs appuis le même niveau de fiabilité si l'intégrité du pont et de l'appui vont de paire. Le niveau RC2 est donc à retenir si la rupture de l'élément structurel de l'appui entraîne celle du tablier.

Le niveau RC3 est à retenir, entre autres, dans les cas suivants :

- le pont effondré est ferroviaire,

- la passerelle piétonne effondrée est très fréquentée,
- le pont effondré est non courant ou sa reconstruction jugée très onéreuse,
- l'ouvrage représente, dans sa position effondrée, une gêne ou un danger jugés importants.

La classe RC1 peut être retenue si la conception de l'appui est telle que la destruction de l'élément d'appui heurté n'entraîne pas celle du tablier supportant la valeur fréquente du trafic routier.

1.3.3 - Calcul de la force statique équivalente

Principes du calcul et formalisme

Dans un premier temps, l'élément est supposé implanté au bord des voies de circulation. Son niveau de résistance minimale est alors calculé de sorte que sa probabilité de rupture annuelle soit inférieure à la valeur cible. Pour calculer ce niveau de résistance minimale, nous procédons de la façon suivante.

L'événement $A = \{\text{L'élément d'appui est détruit au cours d'une année suite à un choc de PL}\}$ est équivalent à la réalisation conjointe des deux événements :

$B = \{\text{L'élément subit un choc de PL au cours d'une année}^*\},$

$C = \{\text{L'intensité du choc est supérieure à la force statique } F_p \text{ que l'élément peut supporter}\}.$

Dans ces conditions, nous supposons que :

$$P(A) = P(B).P(C).$$

() Les poids lourds sont en effet les seuls véhicules pris en compte car les intensités de choc qu'ils induisent sont beaucoup plus élevées que celles des véhicules légers.*

Principe du calcul de $P(B)$:

La probabilité qu'un véhicule parcourant un kilomètre quitte accidentellement la chaussée est estimée à 2.10^{-7} . Cette estimation (issue du PP73) est obtenue en rapportant le nombre de sorties de chaussée au nombre de kilomètres parcourus.

Ensuite, la probabilité qu'un véhicule, passant devant un obstacle, le heurte, est estimée à $k=10^{-8}$. Cette valeur est obtenue en supposant que la probabilité recherchée est égale à celle que le véhicule parcourant les 50 m à l'amont de l'obstacle quitte accidentellement la chaussée.

La dangerosité des conditions de circulation au droit de l'élément exposé aux chocs sera prise en compte en modulant la valeur de k .

En première approximation, comme $k \ll 1$, on a :

$$P(B) = k.N_{PL}$$

où N_{PL} est le nombre de poids lourds qui passent chaque année devant l'élément.

Principe du calcul de $P(C)$:

Nous utilisons l'expression $0,8 \cdot \frac{m.v}{\Delta t}$ pour quantifier la force statique équivalente à un choc routier (qui suppose une réduction forfaitaire de 20 % lors du franchissement de l'espace entre la route et l'obstacle).

Avec :

- Δt la durée du choc supposée constante (égale à 0,4s),
- v la vitesse des poids lourds qui constituera un paramètre de calcul à valeur constante,
- m la masse des poids lourds qui constitue une variable aléatoire.

$$P(C) = P\left(0,8 \cdot \frac{m.v}{\Delta t} > F_o\right) \Leftrightarrow P(C) = 1 - P\left\{m < \frac{\Delta t.F_o}{0,8.v}\right\} = 1 - F_m\left(\frac{\Delta t.F_o}{0,8.v}\right)$$

où F_m , est la fonction de répartition de m .

La masse dont la vitesse est annulée par le choc ne correspond pas, dans la plupart des cas, à la masse totale du véhicule. Après choc, le mouvement du véhicule est généralement la combinaison d'une translation et d'une rotation. Seule une partie de la masse totale agit sur l'élément heurté. Cette réduction de masse agissant lors du choc est d'autant plus grande que le véhicule est lourd car les véhicules lourds comportent des remorques articulées au tracteur ou des chargements qui se désolidarisent lors du choc.

Pour le calcul de la force statique équivalente aux chocs routiers, nous avons supposé que la distribution des masses agissantes suivait **une loi normale** (F_m) d'espérance 12 tonnes et d'écart-type 5 tonnes.

Compte tenu des expressions ci-avant, la condition $P(A) = P_{f,cible}$ s'écrit :

$$F_o = \frac{0,8.v.F_m^{-1} \left(1 - \frac{P_{f,cible}}{k.N_{PL}} \right)}{\Delta t}$$

Dans un deuxième temps, la prise en compte de l'éloignement de l'élément par rapport au bord de chaussée s'effectue en appliquant le coefficient réducteur Ψ_E à F_o . Par ailleurs, la prise en compte de la présence d'un dispositif de retenue protégeant l'élément s'effectue en réduisant $\Psi_E.F_o$ d'une quantité F_{DR} .

L'expression de la force statique équivalente à prendre en compte pour dimensionner l'élément exposé au choc est alors la suivante :

$$F_d = \Psi_E.F_o - F_{DR}$$

1.3.4 - Éléments pour le calcul de F_o

Les paramètres nécessaires au calcul de F_o par le graphique qui suit sont :

- la classe de conséquence "CC" ("CC2" pour les ponts "normaux" et "CC3" pour les ponts à caractère stratégique"),
- le TMJA des poids lourds,
- le coefficient "k" caractérisant la dangerosité des conditions de circulation au droit de l'élément : "k1" pour une configuration normale et "k2" pour une configuration accidentogène (voir à la fin de ce paragraphe les éléments d'appréciation du choix de "k").

A noter que la vitesse des poids lourds doit être prise en compte pour le calcul de F_o de la façon indiquée ci-après.

Fo pour v = 80 km/h

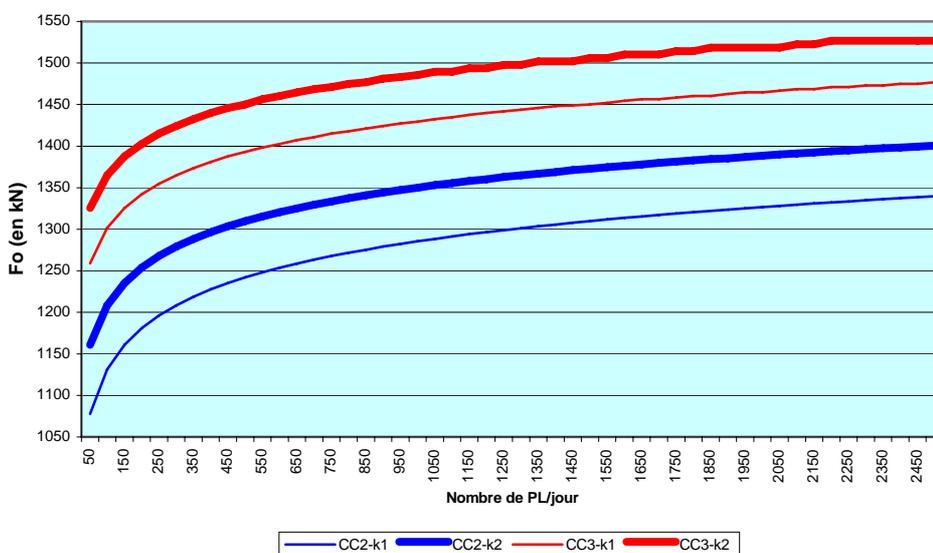


Figure 1-23

Le TMJA des poids lourds

Par simplification, le Trafic Moyen Journalier Annuel à considérer est celui de la voie la plus proche de l'appui. Pour un appui en TPC ou entre voie lente et bretelle de sortie; le trafic cumulé des deux voies est à prendre en compte.

Pour déduire du trafic PL total, celui circulant sur chaque voie, on peut appliquer les règles suivantes :

- le TMJA pour deux sens est le double de celui pour un sens de circulation,
- la voie de droite concentre 80 % du trafic PL et la voie contiguë 20 %.

A titre d'exemple, les comptages effectués au 1^{er} janvier 2006 ont donné les résultats suivants :

Voie routière	Profil en travers	Pourcentage de PL	TMJA PL (2 sens)
RN19 entre Troyes et Chaumont	2 voies à niveau	14,4%	394
RN10 entre Angoulême et Poitiers	2 x 2v dénivelées	28,6%	5100
A89 entre Clermont-Ferrand et Brive-la-Gaillarde	2 x 2v	12%	610
A6 entre Auxerre et Avalon	2 x 2v	16%	5230

Tableau 1-2

Sur la RN10 :

- un appui en TPC est exposé à un TMJA de PL de : $2 \times (0,2 \times 5100 / 2) = 1020$;
- un appui en bordure de chaussée est exposé à un TMJA de : $0,8 \times 5100 / 2 = 2040$.

La vitesse pratiquée par les poids lourds

La vitesse pratiquée par les poids lourds a fait l'objet de mesures publiées par l'Office Nationale Interministérielle de la Sécurité Routière (ONISR).

Pour cette étude, les poids lourds sont les camions (véhicules rigides transportant des marchandises et dont le poids total autorisé en charge excède 3,5 tonnes) ; les camions avec remorques et les tracteurs routiers (véhicules conçus pour le remorquage d'autres véhicules).

A noter que entre 1994 et 2002, la circulation des poids lourds (mesurée en kilomètres parcourus) a augmenté de 18,5% ; celle du trafic total ayant augmenté de 18,8%.

La part que représente la circulation des poids lourds par rapport à celle de la circulation totale est quasiment constante et égale à 6,1%.

Les vitesses moyennes obtenues en 2001 et 2002 sont :

Vitesse moyenne en km/h	Deux essieux		Trois essieux		Quatre essieux et plus		Matières dangereuses	
	2001	2002	2001	2002	2001	2002	2001	2002
Autoroutes de liaison (130 km/h)	94	95	87	91	89	91	86	87
Autoroutes de dégagement (110 km/h)	87	90	83	81	85	88	82	85
Routes nationales à 2 x 2 voies avec chaussées séparées (110 km/h)	95	96	87	88	88	88	84	81
Routes nationales à 2 ou 3 voies (90 km/h)	81	77	82	80	82	80	75	73
Routes départementales à grande circulation (90 km/h)	80	85	84	84	84	85	73	76
Traversées d'agglomérations par RN (50 km/h)	58	56	59	61	60	59	59	53

Tableau 1-3

Soit pour l'ensemble des poids lourds, une moyenne de :

- 90 km/h sur autoroute de liaison,
- 85 km/h sur autoroute de dégagement,
- 88 km/h sur RN à 2 x 2 voies à chaussée séparée,
- 79 km/h sur RN à 2 ou 3 voies,
- 81 km/h sur RD à grande circulation,
- 58 km/h en traversée d'agglomération.

Le graphique précédent qui permet d'obtenir la force statique équivalente F_0 est établi pour une vitesse de 80 km/h.

Pour une vitesse pratiquée par les poids lourds "v" (en km/h), la force statique équivalente est obtenue en multipliant la valeur du graphique par le rapport $v/80$.

Conditions de circulation au droit de l'élément : paramètre k

Le graphique précédent (donnant F_0) comporte deux types de courbes: celles obtenues avec $k_1 = 10^{-8}$ et celles obtenues avec $k_2 = 3.k_1$.

Les courbes obtenues avec k_2 sont à utiliser si l'environnement routier au droit de l'élément exposé au choc est particulièrement accidentogène. L'appréciation du caractère accidentogène de la chaussée au droit de l'élément peut s'effectuer à partir des indications qualitatives suivantes.

Le caractère accidentogène augmente si :

- l'obstacle se trouve à l'extérieur d'une courbe,
- la courbe fait suite à un alignement droit de grande longueur,
- le rayon en plan (ou le dévers associé) est proche des valeurs minimales autorisées,
- la route présente un défaut de lisibilité dans la zone de l'obstacle ou un défaut de visibilité sur l'obstacle,
- un décalage existe entre les niveaux de l'accotement et de la chaussée (ce qui accentue les pertes de contrôle et rend plus difficile les manœuvres de rattrapage),
- l'obstacle se trouve dans une zone de micro-climat entraînant la présence fréquente de verglas ou de brume.

Le caractère accidentogène diminue si :

- un dispositif sonore est implanté (marquage horizontal à protubérance),
- le virage où se trouve l'obstacle est signalé,
- l'adhérence de la chaussée est renforcée dans le virage,
- l'obstacle est balisé (implantation de balises J13 pour alerter l'utilisateur).

1.3.5 - Calcul de Ψ_E

Ce coefficient qui caractérise l'éloignement latéral du bord de chaussée est calculé en supposant qu'une sortie de route accidentelle s'effectue avec un angle moyen φ de 10° et une décélération de $4,0 \text{ m/s}^2$.

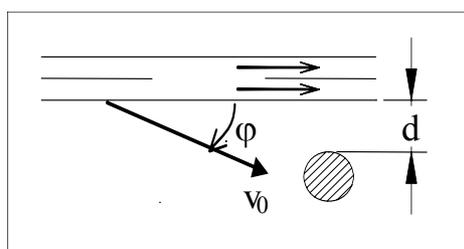


Figure 1-24

$a = -4 \text{ m/s}^2 \Rightarrow v = -4.t + v_0 \Rightarrow x = -2.t^2 + v_0.t$ La distance à parcourir est égale à $d/\sin(10^\circ)$. En résolvant $x=d/\sin(10^\circ)$, on trouve le temps nécessaire pour parcourir cette distance. On peut alors calculer la vitesse à l'impact.

On trouve que le facteur de réduction de vitesse entre la sortie de route et l'impact est égale à $\sqrt{1 - \frac{46,07.d}{v_o^2}}$

La force statique équivalente (fonction linéaire de v) est réduite dans le même rapport.

$$\text{Donc } \Psi_E = \sqrt{1 - \frac{46,07.d}{v_o^2}}$$

Le graphique suivant permet la lecture de Ψ_E en fonction de la distance latérale d (entre le nu de l'élément et le bord de la voie) pour différentes vitesses (50, 60, 70, 80 et 90 km/h).

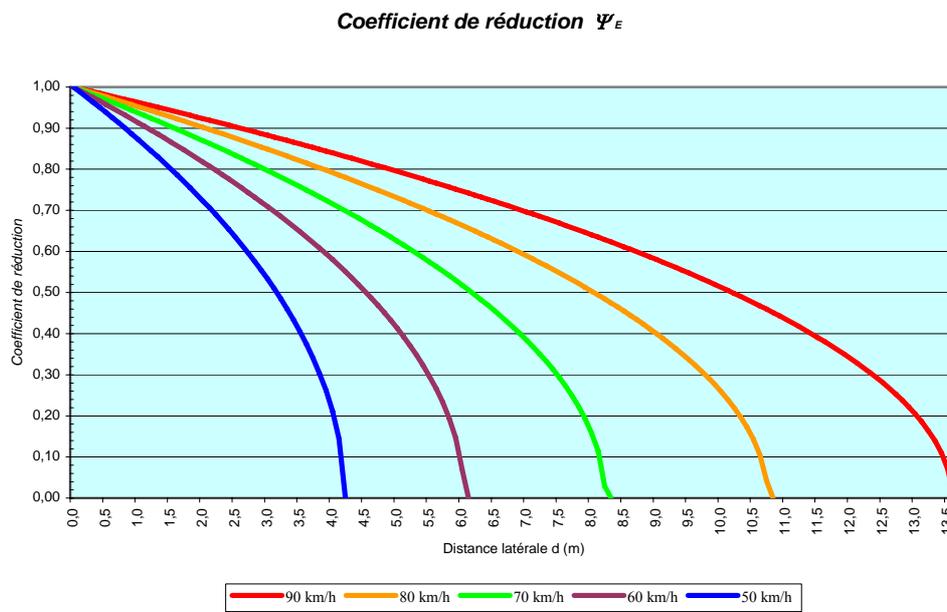


Figure 1-25

1.3.6 - Calcul de F_{DR}

La réduction de la force statique équivalente du fait de la présence d'un dispositif de retenue protégeant l'élément dépend de la classe de performance de ce dispositif, telle que définie dans la NF EN 1317-2, c'est-à-dire sa capacité à retenir un véhicule ayant une masse m , une vitesse v et un angle d'impact α spécifiés. Nous avons considéré que si le dispositif peut retenir le véhicule spécifié, il peut annuler la composante de sa vitesse

perpendiculaire au dispositif, et donc reprendre un effort $F_{DR} = \frac{m.v.\sin \alpha}{\Delta t}$.

Performance selon NF EN 1317-2					
Niveaux de retenue	Vitesse d'impact	Angle d'impact	Masse du véhicule	F_{DR}	
	(km/h)	(degrés)	(tonnes)	(kN)	
N1	80	20	1,5	30	
N2	110	20	1,5	40	GS
H1	70	15	10	130	
H2	70	20	13	220	BN 1 à 5 ; GBA ; Tetra S13 ; BHO
H3	80	20	16	300	
H4a	65	20	30	460	BN4-16 ; Tetra S16 ; Bhab
H4b	65	20	38	590	

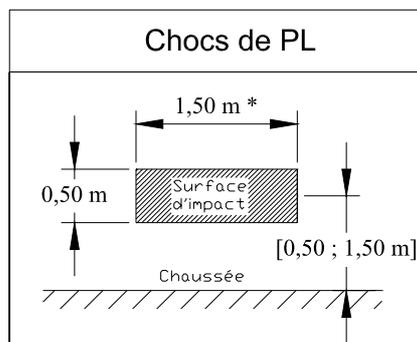
Tableau 1-4

1.4 - Vérifications de résistance

1.4.1 - Action du choc

Conformément à l'EC1-1-7, l'action d'un choc de véhicule sur pile de pont peut être modélisée par l'application d'une force statique équivalente F_d , appliquée à 1,50 m au dessus de la chaussée (celle-ci pouvant être déterminée comme explicité dans le paragraphe précédent) et par une force statique équivalente $F_d/5$, appliquée à 4 m au dessus de la chaussée.

Cette force peut être supposée ponctuelle ou linéique, avec une surface d'impact comme indiquée ci-dessous :



* limité à la largeur de la structure

Figure 1-26

1.4.2 - Combinaison des actions

Les chocs de véhicules sur piles de ponts sont à considérer comme des actions accidentelles ; c'est-à-dire des actions qui ont peu de chances d'agir sur la structure durant sa durée de vie. Elles sont donc à étudier dans le cadre de la combinaison accidentelle de l'Etat Limite Ultime.

La combinaison d'action à considérer est la suivante : $\sum G_{k,j} + P + F_d + 0,5.T_k$

(L'action variable de base de la combinaison 6.11.b de l'EC0 est prise avec sa valeur quasi-permanente).

1.4.3 - Cas de charge et vérifications à effectuer

Plusieurs cas de charge sont à considérer séparément. La résultante de la force statique équivalente est appliquée de l'une des façons suivantes :

- parallèlement à la circulation, à une hauteur de 1,50 m au dessus de la chaussée avec l'intensité F_d ;
- perpendiculairement à la circulation, à une hauteur de 1,50 m au dessus de la chaussée avec l'intensité $F_d/2$;
- parallèlement à la circulation, à une hauteur de 4 m au dessus de la chaussée avec l'intensité $F_d/5$;
- perpendiculairement à la circulation, à une hauteur de 4 m au dessus de la chaussée avec l'intensité $F_d/10$.

Ces cas de charge doivent permettre de procéder à la justification des fondations, des fûts de pile, du chevêtre et des appareils d'appui.

1.4.4 - Calcul des sollicitations

Fût libre en tête

Cette hypothèse de calcul, le fût se comportant comme une console, peut être retenue si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- les appareils d'appuis sont glissants,
- le fût a une très grande rigidité dans la direction de la force appliquée ; c'est par exemple le cas d'un choc frontal sur un voile.

Dans ce cas, les moments fléchissant dimensionnant sont obtenus :

- à la base du fût par : $M = hc \cdot F_d$
- à la base de la nervure par : $M_n = (hc+hn) \cdot F_d$

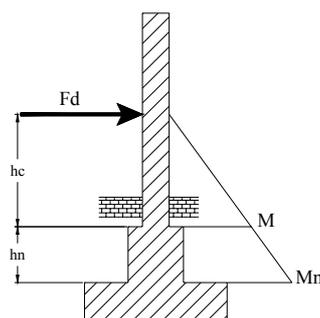


Figure 1-27

Fût appuyé en tête

Le fût de hauteur hf est supposé encastré à sa base et appuyé en tête sur un ressort élastique de raideur kd.

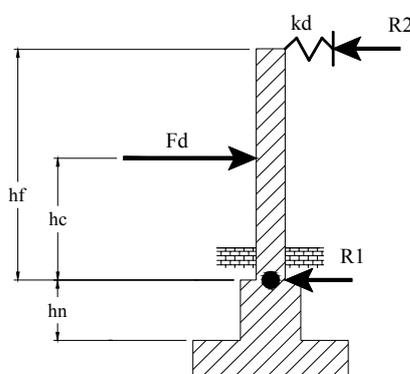


Figure 1-28

Les sollicitations peuvent être obtenue de deux façons différentes :

- soit par un calcul élastique classique,
- soit en supposant la formation d'une rotule plastique dans le fût et l'identité des moments au droit du choc et dans la section encastrée en pied.

Dans le cadre de la seconde option, l'effort F_d est appliqué progressivement et provoque l'augmentation des moments dans les deux sections jusqu'à ce que la section la plus sollicitée se plastifie et se transforme en rotule, enfermant un moment plastique M_p . La structure, initialement hyperstatique de degré 1, devient alors isostatique. L'effort F_d continue à augmenter entraînant l'augmentation du moment dans la section non plastifiée jusqu'à ce que ce moment atteigne M_p . Le calcul de M_p résulte des équations d'équilibre.

Cette seconde option suppose la mise en place d'un ferrailage identique sur les deux faces et sur la hauteur mais conduit à une réduction des sollicitations de l'ordre de 35 % par rapport aux sollicitations élastiques. Elle nécessite cependant de vérifier que la rotation de la rotule ne dépasse pas la limite autorisée par l'article 5.6.3 de l'EC2-2. En l'occurrence, x_u/d est limité à 0,30 pour les bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60 et à 0,23 pour les bétons de classe de résistance supérieure ou égale à C55/67.

Les efforts sont les suivants avec $\lambda = (hf-hc)/hf$:

$M_p = \frac{\lambda \cdot (1 - \lambda) \cdot hf}{1 + \lambda} \cdot F_d$	$R_1 = \frac{2 \cdot \lambda}{1 + \lambda} \cdot F_d$	$R_2 = \frac{1 - \lambda}{1 + \lambda} \cdot F_d$	$-M_n = M_p + hn \cdot R_1$
--	---	---	-----------------------------

Tableau 1-5

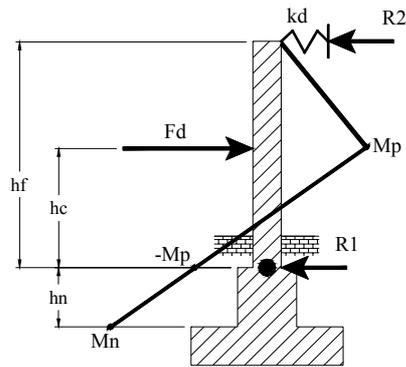


Figure 1-29

Dans les cas courants où l'impact du choc est situé à une hauteur inférieure à environ $3/5^{\text{ème}}$ de la hauteur du fût, la rotule plastique apparaît dans la section d'encastrement en pied de fût (comme représenté ci-dessus).

La condition exacte (pour une rotule en pied) est :

$$K = \lambda^3 + 2\lambda^2 - \lambda + 6.\alpha d > 0 \text{ où } \alpha d = \frac{E.I}{kd.hf^3}$$

Dans ce cas, la rotation de la rotule (qu'il faut comparer à la limite admissible de l'EC2) est :

$$\vartheta = \frac{Mp.hf}{6EI\lambda} . K$$

Si $K < 0$, la rotule se forme au droit du choc et sa rotation est $-\theta/\lambda$.

Dans le cas d'un calcul élastique, si la raideur kd du ressort est très faible, les efforts se rapprochent de ceux d'une console. Par contre, dans le cas du calcul avec rotule plastique, les efforts ne dépendent pas de kd . Mais pour une raideur très faible, ils seront obtenus avec une rotation plastique très importante, incompatible avec la limite autorisée. Par conséquent, le calcul avec rotule plastique ne sera utilisable que si la raideur du ressort est suffisamment grande. Pour une hauteur de fût inférieure à 8 m et pour F_d de l'ordre de 1500 kN, la raideur minimale pour le calcul avec rotule est d'environ deux fois celle du fût en console ($2 \times 3EI/hf^3$), ce que l'on obtient avec trois poteaux liés en tête par un petit chevêtre.

Remarques pour le calcul de kd :

Si les appareils d'appui sont glissants, kd ne pourra prendre en compte que la raideur des éventuels autres fûts s'ils sont reliés au fût étudié par un chevêtre en tête. Si les appareils d'appui sont des néoprènes non glissants, leur raideur dynamique peut être prise en compte (en supposant le tablier fixe). Si l'appareil d'appui est bloqué dans le sens du choc par le tablier, on peut considérer que la raideur est infinie (appui simple en tête).

Fût encasté en tête

Des modélisations intermédiaires entre l'appui avec ressort en déplacement et l'encastrement total en tête de fût peuvent être adoptées avec par exemple un ressort en déplacement et un ressort en rotation. Mais un modèle de calcul plus complet de l'appui avec un logiciel est peut être alors aussi simple à mettre en œuvre.

Les sollicitations peuvent être obtenues par un calcul élastique ou bien en supposant la formation de rotules plastiques (deux rotules dans le cas où deux liaisons sont introduites en tête). Mais comme dans le cas précédent, si les ressorts ne sont pas suffisamment raides, les rotations plastiques dans les rotules risquent d'être supérieures aux limites autorisées par l'article 5.6.3 de l'EC2-2.

Nous traitons ci-dessous le cas d'un encastrement parfait en tête. Cette hypothèse peut être retenue pour un choc sur colonnes, poteaux ou voiles liés en tête par un chevêtre massif bloqué en déplacement par le tablier. Nous donnons les formules utiles dans le cas d'un calcul avec rotules plastiques et identité des moments dans les trois sections : en tête, en pied et au droit du choc (ce qui suppose un ferrailage identique sur les deux faces et sur la hauteur du fût).

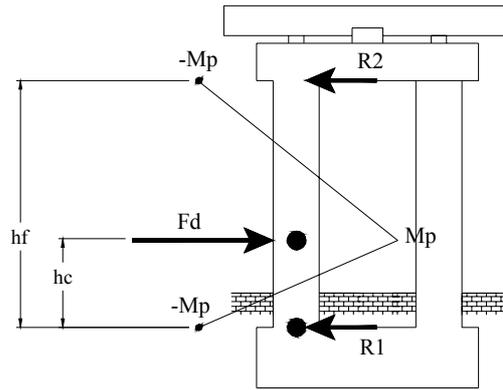


Figure 1-30

Les efforts sont les suivants avec $\lambda = (hf-hc)/hf$:

$R1 = \lambda.F_d$	$R2 = (1 - \lambda).F_d$	$Mp = \frac{\lambda.(1-\lambda)}{2}.hf.F_d$
--------------------	--------------------------	---

Tableau 1-6

Pour un λ courant de 0,70, le moment de flexion obtenu avec rotules plastiques est de 30% inférieur au moment de flexion maximal d'un calcul élastique. Si le ferrailage est prévu identique sur les deux faces et sur la hauteur du fût, la quantité d'acier économisée n'est pas négligeable. A noter que plus λ se rapproche de 0,50 et plus la réduction apportée par le calcul avec rotules s'amenuise jusqu'à s'annuler.

La première rotule plastique apparaît toujours à l'encastrement le plus proche du choc et la seconde rotule au droit du choc.

La rotation des deux rotules est identique. Elle est égale à :

$$\frac{Mp.hf.(2\lambda - 1)}{6EI(1 - \lambda)}$$

Elle doit être inférieure à la limite autorisée par l'article 5.6.3 de l'EC2-2.

1.4.5 - Vérification des sections

Diffusion des efforts dans les voiles

Pour le cas d'un choc sur un voile, on peut admettre que les efforts se diffusent à 45° pour définir la largeur de section résistante.

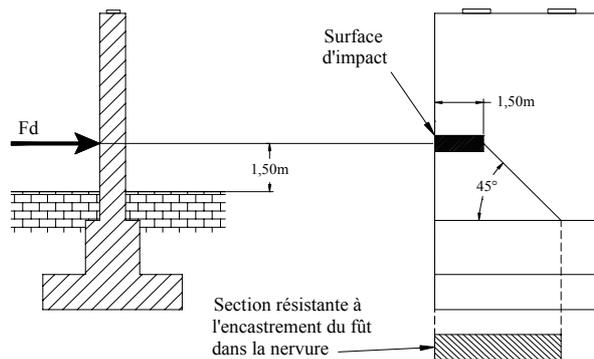


Figure 1-31

Résistance des matériaux

Les vérifications de résistance des sections de béton armé sont à effectuer à l'E.L.U. accidentel pour lequel les hypothèses sont les suivantes :

Béton :

Pour un béton de résistance caractéristique en compression f_{ck} , la résistance de calcul en compression f_{cd} est définie par :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot f_{ck} / 1,2$$

Et le diagramme σ/ε à utiliser est défini par la clause 3.1.7 de l'EC2-1-1.

Armatures :

Pour des armatures de limite d'élasticité caractéristique f_{yk} , la limite d'élasticité de calcul f_{yd} est définie par :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1,0.$$

Si le diagramme σ/ε utilisé est celui avec branche supérieure inclinée (clause 3.2.7 de l'EC2-1-1), l'extrémité de celle-ci a pour coordonnées :

- $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$
- $f_{yk} \cdot [(0,1 + 0,9 \cdot k) \cdot E_s \cdot \varepsilon_{uk} - k \cdot f_{yk}] / [E_s \cdot \varepsilon_{uk} - f_{yk}]$ avec $E_s = 200\,000$ MPa.

Où ε_{uk} et k sont donnés dans le tableau ci-après en fonction de la classe de l'armature.

Classe d'armature	A	B	C
f_{yk}	Compris entre 400 et 600 MPa		
ε_{uk}	0,025	0,05	0,075
k	1,05	1,08	1,15

Tableau 1-7

Remarque : il est recommandé de prévoir des armatures de classe de ductilité B ou C, surtout si le calcul des sollicitations suppose la formation de rotules plastiques.

1.5 - Dispositions constructives

Pour les appuis (exposés aux chocs de véhicules) comportant des colonnes, il est recommandé de prévoir un taux de ferrailage vertical de 2 % sur toute la hauteur de la colonne. Si le risque d'un choc est important, un diamètre minimal de 60 cm sera généralement à prévoir, porté à 70 cm pour les appuis de plus de 8 m de haut.

Pour les appuis comportant des voiles, en plus des dispositions constructives minimales du § 9.6 de l'EC2-1-1 (rappelées plus loin), il convient que les armatures verticales et horizontales soient disposées symétriquement sur les deux faces et que les armatures horizontales comportent un renforcement dans la zone exposée à Fd située entre 1 et 2 mètres au dessus du sol.

Si les sollicitations sont calculées en supposant la formation de rotules plastiques, le ferrailage doit être identique sur les deux faces et sur la hauteur du fût comprise entre le point d'application du choc et l'encastrement. La classe de ductilité des armatures doit être la classe B ou C. Les armatures verticales ne doivent pas comporter de recouvrements dans les zones où sont prévues les rotules plastiques. Enfin, si le critère de ductilité minimale du 5.6.2(102) de l'EC2-2 est satisfait, il n'est pas utile de vérifier la capacité de rotation des rotules. Ce critère, applicable pour des armatures de classe B ou C, consiste à s'assurer pour l'ELU accidentel que la profondeur de l'axe neutre est inférieure à 15 % de la hauteur utile pour un béton de classe de résistance inférieure à C50/60.

Dans les paragraphes suivants, des recommandations sur les dispositions constructives sont données en rapport avec la modélisation retenue pour le calcul des sollicitations.

1.5.1 - Fût libre en tête

Armatures verticales

Les armatures verticales doivent être identiques sur les deux faces du fût.

Les sections d'acier à la base du fût et de la nervure sont calculées à l'ELU accidentel, en flexion composée (effort normal de compression des charges permanentes du tablier et du poids propre du fût).

Au dessus de l'encastrement dans la nervure, la section d'acier peut être réduite linéairement jusqu'en tête où la section doit être au moins égale à $\text{Max} \{0,10.N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002.Ac\}$ (§9.5.2 (2) de l'EC2-1-1). N_{Ed} est la charge permanente en tête de fût et $f_{yd} = f_{yk}$ (car $\gamma_s = 1$).

En effet, bien que le schéma de calcul des efforts conduise à une absence de flexion pour la section de choc et les sections situées au-dessus, le principe d'une décroissance linéaire de la section de ferrailage entre la base et le sommet se justifie par le fait que la section d'application du choc et les sections situées au-dessus peuvent néanmoins être sollicitées si l'appui en tête n'est pas tout à fait libre ou en cas de choc d'intensité plus faible appliqué plus haut.

Armatures horizontales

Dans la zone exposée au choc principal F_d , sur une hauteur comprise entre 1 et 2 mètres au dessus du sol, des armatures horizontales doivent être disposées sur les deux faces avec une section par mètre linéaire de parement de l'ordre du tiers de celle des armatures verticales.

1.5.2 - Fût appuyé en tête

Armatures verticales

Si le mécanisme de ruine se base sur la formation de rotules plastiques, il ne faudra pas oublier de vérifier la capacité de rotation de la section plastifiée et fonctionnant comme une rotule. Ce type de vérification est traité dans l'exemple du paragraphe suivant.

La section d'acier est calculée à l'ELU accidentel, en flexion composée (effort normal de compression des charges permanentes du tablier et du poids propre du fût).

Dans le fût, la section d'acier peut être réduite linéairement entre le niveau d'application du choc et la tête du fût où la section doit être au moins égale à $\text{Max} \{0,10.N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002.Ac\}$, N_{Ed} est la charge permanente en tête de fût et $f_{yd} = f_{yk}$ (car $\gamma_s = 1$).

N_{Ed} est la charge permanente en tête de fût et $f_{yd} = f_{yk}$ (car $\gamma_s = 1$).

Armatures horizontales

Sur une hauteur comprise entre 1 et 2 mètres au dessus du sol, des armatures horizontales doivent être disposées sur les deux faces avec une section par mètre linéaire de parement égale à la moitié de celle des armatures verticales.

1.5.3 - Fût encastré en tête

Armatures verticales

Si le mécanisme de ruine se base sur la formation de rotules plastiques, il ne faudra pas oublier de vérifier la capacité de rotation des sections plastifiées et fonctionnant comme des rotules.

La section d'acier est calculée à l'ELU accidentel, en flexion composée (effort normal de compression des charges permanentes du tablier et du poids propre du fût).

Armatures horizontales

Sur une hauteur comprise entre 1 et 2 mètres au dessus du sol, des armatures horizontales doivent être disposées sur les deux faces avec une section par mètre linéaire de parement égale à la moitié de celle des armatures verticales.

Remarque : dans le cas d'un choc sur éléments d'appui liés en tête par un chevêtre, il sera nécessaire de vérifier également que le chevêtre résiste au choc.

1.6 - Exemple

L'exemple considéré est celui d'un projet d'appui comportant 4 poteaux de section carrée de 70 cm de côté, encastrés en pied dans une nervure et en tête dans un chevêtre. Le béton utilisé est de type C25/30. Le tablier repose sur des appareils d'appui en néoprène.

On suppose que l'appui est implanté à 2,50 m du bord de la voie lente d'une chaussée dénivelée à 2 x 2 voies. Il est protégé par une glissière de sécurité. On supposera que le TMJA PL est celui de la RN10 entre Angoulême et Poitiers, c'est-à-dire de 5100 pour les deux sens de circulation.

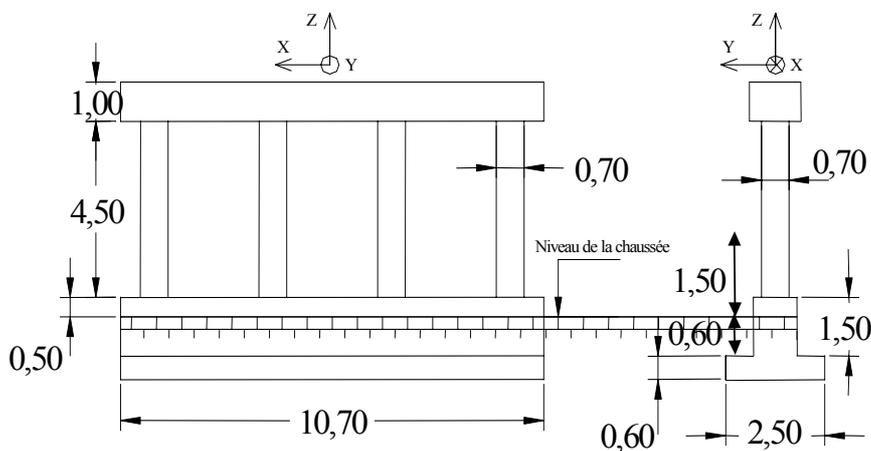


Figure 1-32

Chaque poteau est supposé reprendre une charge permanente de 0,32 MN. L'action de la température est supposée négligeable.

1.6.1 - Calcul de la force statique équivalente F_d

On suppose que le pont à réaliser est routier et courant et que la classe de fiabilité à retenir est la classe RC2 (cf. §1.3.2 -Analyse des conséquences).

Remarque : la classe RC1 pourrait être retenue à condition de prouver que la rupture de l'une des colonnes n'entraîne pas la rupture du tablier supportant le trafic routier fréquent.

On suppose également que l'environnement routier au droit de l'appui n'est pas particulièrement accidentogène et que le paramètre des conditions de circulation à retenir est k_1 (cf. § 1.3.4 - Eléments pour le calcul de F_0).

Le TMJA des PL auquel l'appui est exposé est de $0,8 \cdot (5100/2) = 2040$ (en supposant que 80 % des PL circulent sur la voie de droite).

Le graphique Figure 1-23 du § 1.3.4 permet de déduire une intensité de force F_0 d'environ 1325 kN correspondant à une vitesse pratiquée de 80 km/h.

On suppose que la vitesse pratiquée par les PL est de 88 km/h (cf. § 1.3.4) et on pondèrera donc F_0 par 88/80 avant d'appliquer la formule qui permet le calcul de F_d : $F_d = \Psi_E \cdot F_0 - F_{DR}$.

L'éloignement étant de 2,50m, $\Psi_E = 0,90$ (cf. § 1.3.4 Figure 1-25).

Pour une glissière de sécurité, $F_{DR} = 40$ kN

On obtient : $F_d = 0,90 \cdot (88/80) \cdot 1325 - 40 = 1270$ kN

La combinaison d'actions à prendre en compte est : $G + F_d + 0,5 \cdot T_k$

1.6.2 - Cas du choc frontal

On suppose que le poteau est encasté à sa base dans la nervure de fondation. En tête, nous négligeons l'encastrement dans le chevêtre et supposons que la rotation est libre. Par contre, le chevêtre permet de mobiliser la raideur en flexion des autres poteaux. Nous modélisons cet effet par un ressort de déplacement de raideur $kd = 3 \frac{3EI}{hf^3}$. La raideur

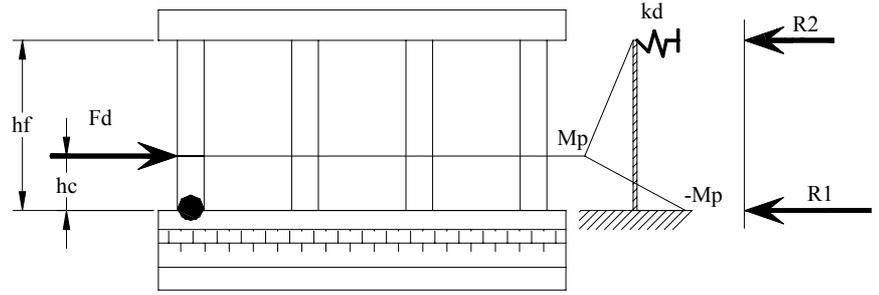


Figure 1-33

apportée par les appareils d'appui en néoprène est négligée.

Pour le calcul des sollicitations, on suppose la formation d'une rotule plastique et l'apparition au droit du choc du même moment plastique qu'à sa base. La figure suivante illustre ces hypothèses.

Les efforts se calculent par les expressions suivantes avec $\lambda = (hf - hc)/hf$:

$R1$	$R2$	Mp
$\frac{2\lambda}{1+\lambda} \cdot F_d$	$\frac{1-\lambda}{1+\lambda} \cdot F_d$	$\frac{\lambda \cdot (1-\lambda) \cdot hf}{1+\lambda} \cdot F_d$

Tableau 1-8

Avec F_d à 1,50 m au dessus de la chaussée ($hc = 1$ m), on obtient :

$R1$	$R2$	Mp
1 110 kN	160 kN	560 kN.m

Tableau 1-9

Avec $F_d/5$ à 4,00 m au dessus de la chaussée ($hc = 3,50$ m), on obtient :

$R1$	$R2$	Mp
90 kN	160 kN	160 kN.m

Tableau 1-10

Le cas F_d à 1,50 m au dessus de la chaussée est le plus défavorable. Nous dimensionnons les aciers du poteau pour ce cas de charge et prolongeons les aciers sur toute la hauteur du poteau.

Armatures des poteaux

a) Flexion

Les sollicitations induites par le choc frontal sont maximales en pied de poteau.

On calcule la section d'acier requise dans cette section.

Avec un enrobage de 4 cm, on a $d \approx 0,65$ m

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \times 25}{1,2} = 20,83 \text{ MPa} ; f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,0} = 500 \text{ MPa}$$

Le calcul approché suivant donne l'ordre de grandeur des aciers passifs requis.

Le moment calculé au droit des aciers passifs est de $M+0,3.N = 0,56 + 0,3 \times 0,32 = 0,56 \text{ MN.m}$

$$\mu = \frac{M + 0,3.N}{b_0.d^2 f_{cd}} = 0,106; Z = 0,5.d.(1 + \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,61 \text{ m}; \text{ soit } y = 0,092 \text{ m.}$$

On obtient ensuite A_s en équilibrant l'effort normal par $N = 0,8.y.b_0.f_{cd}.f_{ys}.A_s$.

On trouve $A_s = 15,0 \text{ cm}^2$.

Si on adopte un ferrailage de 8 HA16 (16 cm^2) sur chacune des faces du carré (soit 28 HA16 en tout), par un logiciel de B.A., on obtient une profondeur d'axe neutre $y = 0,20 \text{ m}$, ce qui donne $y/d = 0,31$. Cette valeur est supérieure à la limite autorisée par l'article 5.6.3 de l'EC2-2 (relatif aux rotules plastiques) qui est de 0,30. Il faut donc réduire la quantité d'acier.

Avec 6 HA 16 sur chaque face (soit 20 HA16 en tout) la section résiste aux efforts et $y/d = 0,28$ ($y = 0,18 \text{ m}$).

b) Capacité de rotation de la section plastifiée

Ayant adopté l'hypothèse de la formation d'une rotule plastique, il faut vérifier que la capacité de rotation de cette section est suffisante.

On calcule $K = \lambda^3 + 2\lambda^2 - \lambda + 6.\alpha.d$ où $\alpha.d = \frac{E.I}{k.d.hf^3} = 1/9$ et $\lambda = 7/9$. On trouve $K = 1,57 > 0$.

La rotule se forme donc en pied et sa rotation est $\frac{M_p.hf}{6EI\lambda}.K$ soit 1,37 mrd (avec $E = 31000 \text{ MPa}$ et $I = 0,02 \text{ m}^4$).

La rotation plastique maximale admissible telle qu'indiquée au §5.6.3 de l'EC2-1-1 est $\theta_{pl,d} = 10 \text{ mrd}$ (pour armatures de classe B et avant pondération par k_λ)

$$k_\lambda = \sqrt{\frac{M}{3.V.d}} = 0,51 \quad (V = RI) \quad \text{On vérifie qu'on a bien : } 1,35 \text{ mrd} < k_\lambda \theta_{pl,d} = 5,10 \text{ mrd}$$

c) Effort tranchant

L'effort tranchant maximal obtenu est de 1110 kN.

Résistance des bielles :

On vérifie qu'avec l'inclinaison minimale des bielles autorisée par l'EC2, soit $21,8^\circ$, la résistance en compression des bielles est assurée (expression 6.9 de l'EC2-1-1) :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \sin \vartheta \cos \theta = 1.(0,7).(0,61).(0,6).(20,83).\sin 21,8^\circ.\cos 21,8^\circ = 1,84 \text{ MN} > 1,11 \text{ MN}$$

On calcule ensuite la quantité d'acier d'effort tranchant correspondant à cette inclinaison de bielle par

$$\text{l'expression 6.8 de l'EC2-1-1 : } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V \tan \theta}{f_{ywd} z} = 14,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On disposera 7 cadres HA12 par ml (correspondant à $15,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Vérification de la fondation

Les efforts sur l'assise de semelle sont évalués en supposant l'appui en console (calcul sécuritaire), encastré dans sa fondation :

Tablier à vide + appui + terres :	$N = 2850 \text{ kN}$
Effort horizontal suivant y (choc frontal) :	$F_y = 1270 \text{ kN}$

Choc frontal :

$$M_x = 3,1 \text{ m} \cdot 1270 \text{ kN} = 3937 \text{ kN.m}$$

On en déduit : $e = M_x/N = 1,38 \text{ m}$

La contrainte de référence pour un calcul de Meyerhof est égale à $q_{ref} = \frac{N}{(10,70 - 2 \cdot 1,38) \cdot (2,50)} = 0,14 \text{ MPa}$

à comparer à la contrainte de rupture du sol : $q_u \cdot i_s/2$

D'autre part, la résultante de l'effort normal se trouvant dans le noyau central de l'assise (car $1,38 < 10,70/6$), l'assise reste entièrement comprimée et l'E.L.U. de renversement est vérifié.

Nous passons sur la vérification du non-glissement qui s'effectue sans difficulté.

1.6.3 - Cas du choc latéral

On suppose là aussi que le poteau est appuyé sur un ressort élastique en tête et encastré en pied et qu'il développe une rotule plastique pour équilibrer l'effort du choc.

F_d est à diviser par 2 pour le cas du choc latéral, donc les efforts seront également divisés par 2 et la section dimensionnée pour le choc frontal résistera au choc latéral.

Par contre la raideur k_d du ressort pouvant être plus faible que dans le cas du choc frontal, il faut vérifier la rotation de la rotule.

On vérifie tout d'abord que le rapport y/d obtenu avec les sollicitations $M_p = 0,28 \text{ MN.m}$ et $N = 0,32 \text{ MN}$ est inférieur à la limite de 0,30 autorisée (condition tout juste vérifiée).

Puis on calcule la rotation plastique. k_d est minimal si le choc se produit sur l'un des poteaux extérieur car le chevêtre aura tendance à tourner et les déplacements seront plus importants. En supposant le chevêtre infiniment rigide avec trois ressorts en déplacement de raideur $3 \cdot EI/hf^3$, modélisant l'effet des trois poteaux non heurtés, la raideur en tête du poteau subissant le choc est de $3/7 \cdot [3 \cdot EI/hf^3]$.

Ce qui donne $\alpha d = 7/9$ et $K = 5,57$ (avec $M_p = 278 \text{ kN.m}$) et une rotation plastique de 2,41 mrd

La rotation plastique maximale admissible telle qu'indiquée au §5.6.3 de l'EC2-1-1 est $\theta_{pl,d} = 9 \text{ mrd}$ (pour des armatures de classe B et avant pondération par k_λ).

$$k_\lambda = \sqrt{\frac{M}{3 \cdot V \cdot d}} = 0,51 \quad (\text{inchangé puisque les sollicitations sont dans le même rapport que pour le choc frontal})$$

On vérifie qu'on a bien : $2,41 \text{ mrd} < k_\lambda \theta_{pl,d} = 4,59 \text{ mrd}$

Pour l'effort tranchant, il est clair que le ferrailage défini pour le choc frontal résistera au choc latéral.

Par contre dans le cas du choc latéral, la nervure est plus sollicitée que dans le cas du choc frontal.

Le moment fléchissant à la base de la nervure est égal à $M_n = -(M_p + h_n \cdot R_1) = -(280 + 1,5 \cdot 555) = -1110 \text{ kN.m}$.

En admettant une diffusion à 45° des efforts dans la nervure, la longueur de section résistante est de 2,70 m pour une colonne extérieure.

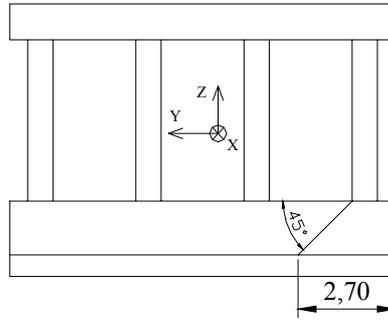


Figure 1-34

La section des aciers de liaison entre la nervure et la semelle tels que représentés ci-dessous est estimée en négligeant l'effet favorable de l'effort normal par :

$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b_o d^2 f_{cd}} = 0,023 ; Z = 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,92 ; A_s = \frac{M_{ELU}}{500.Z} = 24 \text{ cm}^2 / [2,70\text{m}]$$

Soit 5 HA16/ml que l'on répartit sur les deux faces.

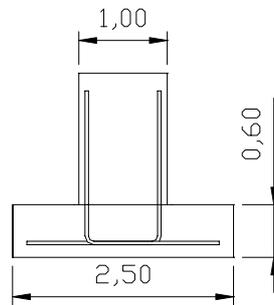


Figure 1-35

Vérification de la fondation

Les efforts sur l'assise de semelle sont évalués en supposant l'appui en console (calcul sécuritaire), encastré dans sa fondation.

Tablier à vide + fût + terres : $N = 2850 \text{ kN}$

Effort horizontal suivant x (choc latéral) : $F_y = 635 \text{ kN}$

Choc latéral : $M_y = 3,1 \text{ m} \times 635 \text{ kN} = 1968 \text{ kN.m}$

On en déduit : $e = M_y/N = 0,69 \text{ m}$

La contrainte de référence pour un calcul de Meyerhof est égale à $q_{réf} = \frac{N}{(10,70)(2,50 - 2 \times 0,69)} = 0,24 \text{ MPa}$ à comparer à la contrainte de rupture du sol : $q_u i_{\delta}/2$

On vérifie par ailleurs que plus de 10% de la surface de la semelle reste comprimé sous ce cas de charge. La longueur comprimée se calcule par $L = 1,5 \times 2,5 \text{ m} - 3 \times 0,69 \text{ m} = 1,68 \text{ m}$. Et $1,68/2,50 = 0,67 > 0,10$.

La vérification du non-glissement s'effectue sans difficulté.

1.7 - Abaques de dimensionnement des piles de pont routier

Ces abaques ont été établis pour vérifier le dimensionnement des fûts de piles à l'état limite ultime sous l'effet de des chocs de poids lourds. Bien que l'Eurocode 2 ait été utilisé pour construire ces abaques, de part les hypothèses prises en compte sur la résistance du béton et sur l'enrobage des aciers longitudinaux, ils sont plutôt destinés à vérifier les piles des ouvrages construits dans la période 1970 à 2000. Pour les ouvrages plus récents dont les bétons sont de meilleure qualité, ils offrent donc une sécurité plus importante.

Deux séries d'abaques sont proposés pour des sections circulaires, de diamètre 50, 60, 70 80 ou 90 centimètres et pour des sections rectangulaires de 2,50 mètres de largeur et de 50, 60, 70 et 80 centimètres d'épaisseur.

Pour chaque abaque, le ferrailage peut varier de 0,5 à 2% de la section de béton.

Pour utiliser les abaques, il faut :

- déterminer le moment M appliqué à la base du fut de pile selon l'une des méthodes explicitées aux paragraphes 1.62 (cas du choc frontal) et (1.63 cas du choc latéral) ;
- calculer l'effort vertical concomitant N qui résulte des charges permanentes (pour le choc transversal, l'effort horizontal longitudinal défavorable qui résulte de la température s'annule généralement sous l'effet du choc et n'est donc pas à prendre en compte bien qu'il figure dans la combinaison d'action accidentelle à l'ELU. Par contre, dans le cas du choc longitudinal, cette force subsiste et le fût de pile est alors à vérifier en flexion composée déviée, cas qui n'est pas traité ici) ;
- évaluer la largeur b_r de la section résistante dans le cas des sections rectangulaires selon les conseils donnés au paragraphe 1.4.5 ;
- dans ce dernier cas, corriger les efforts M et N dans le rapport $b_r / 2,50$ (car les abaques rectangulaires ont été établis pour des sections de 2,50 m de largeur) ;
- choisir l'abaque appropriée à la forme et aux dimensions de la section et y placer le point de coordonnées MN .

Le pourcentage d'armatures à retenir est celui de la courbe située juste au dessus du point représentant le cas de charge.

Les abaques sont donnés dans les figures suivantes :

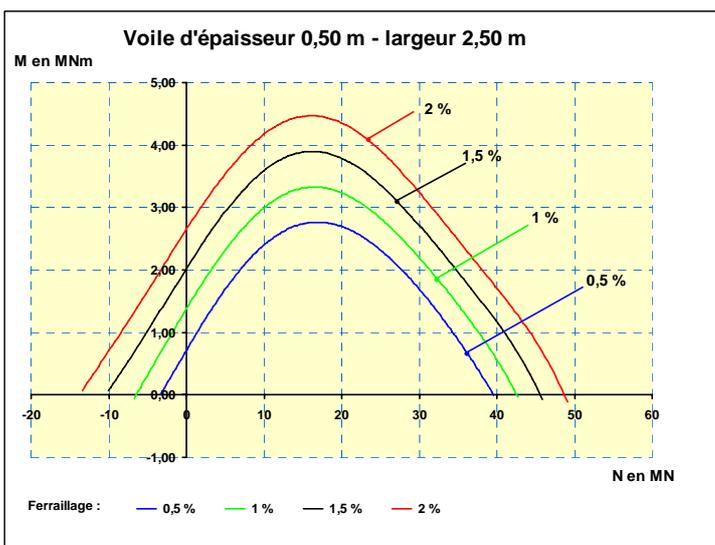


Figure 1-36

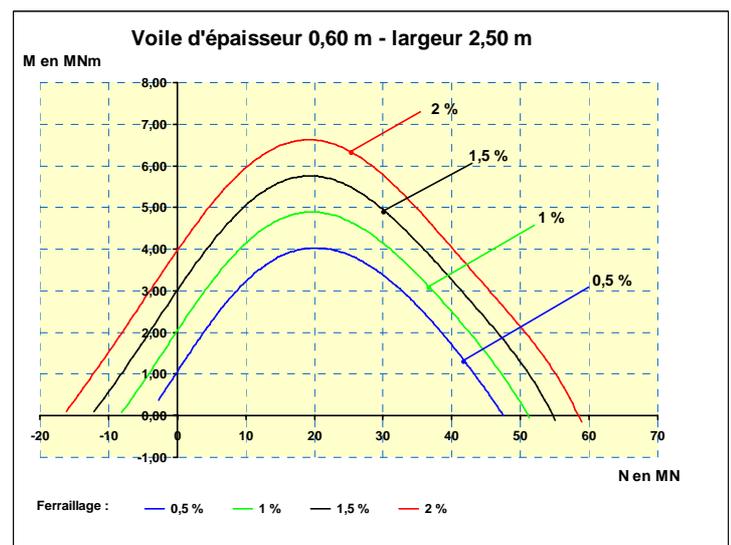


Figure 1-37

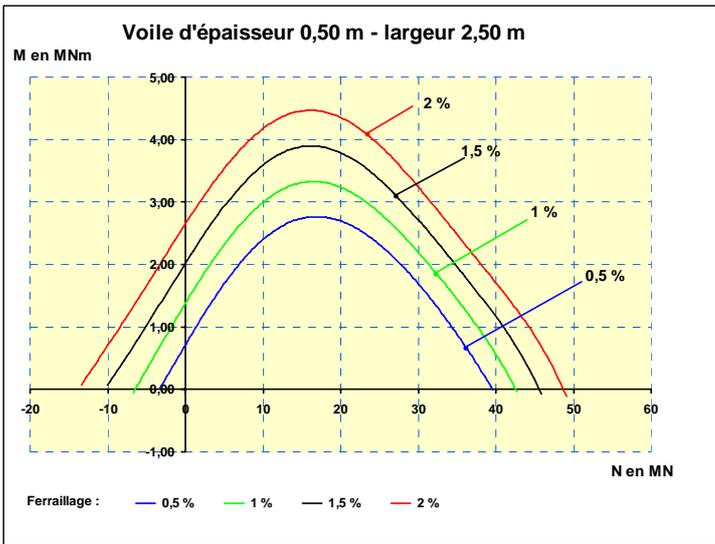


Figure 1-38

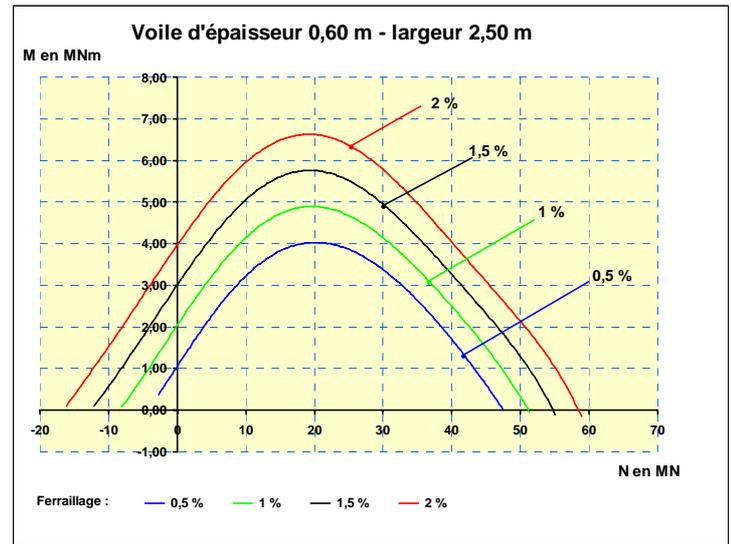


Figure 1-39

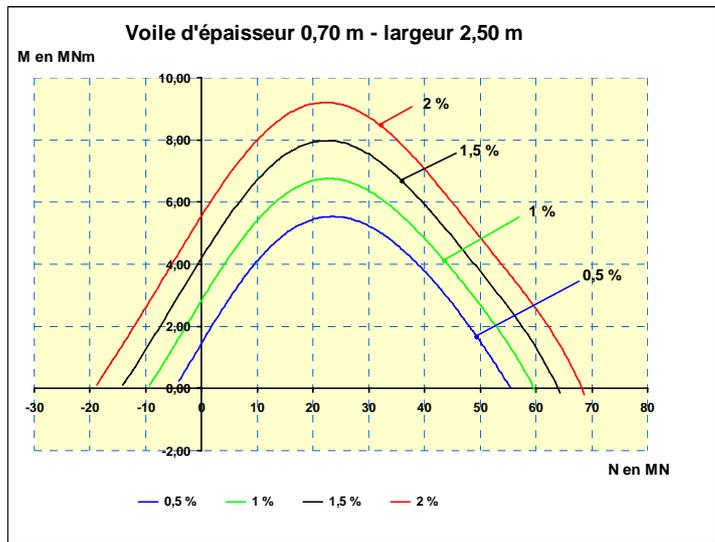


Figure 1-40

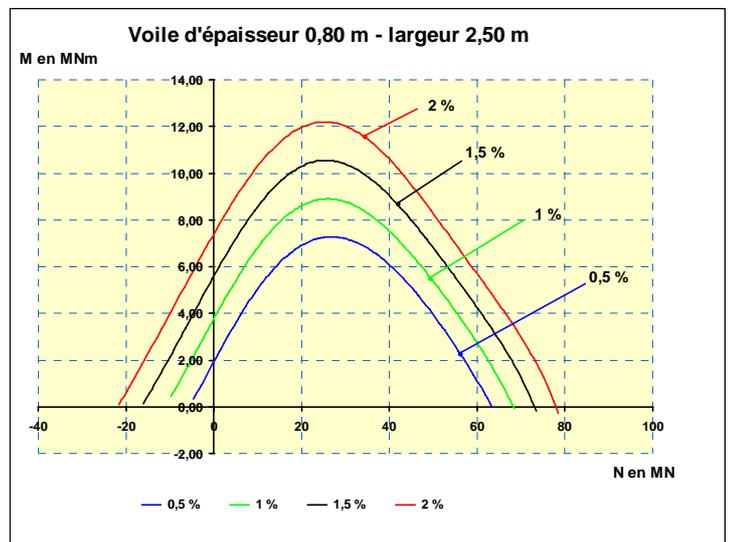


Figure 1-41

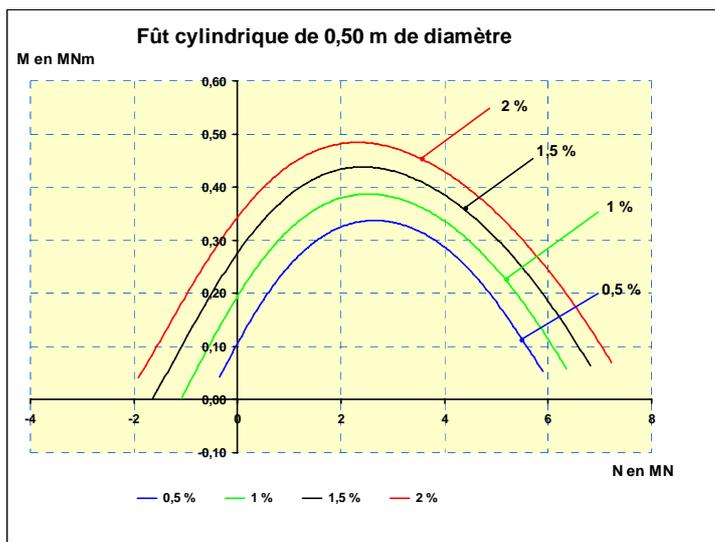


Figure 1-42

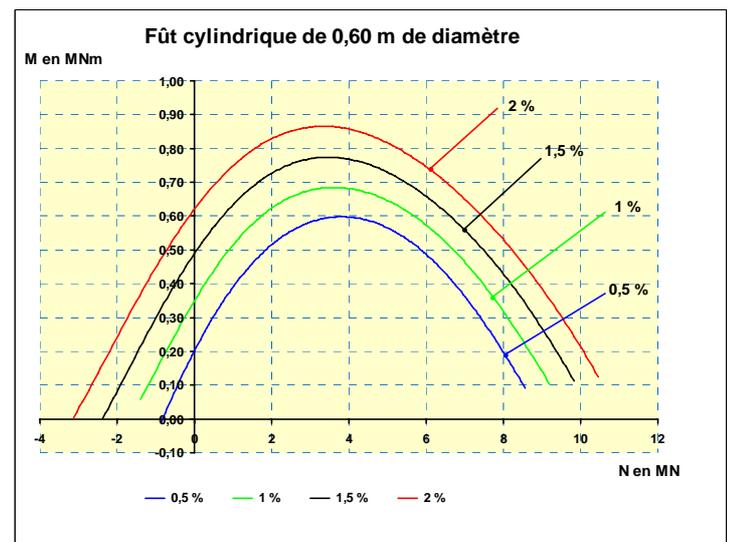


Figure 1-43

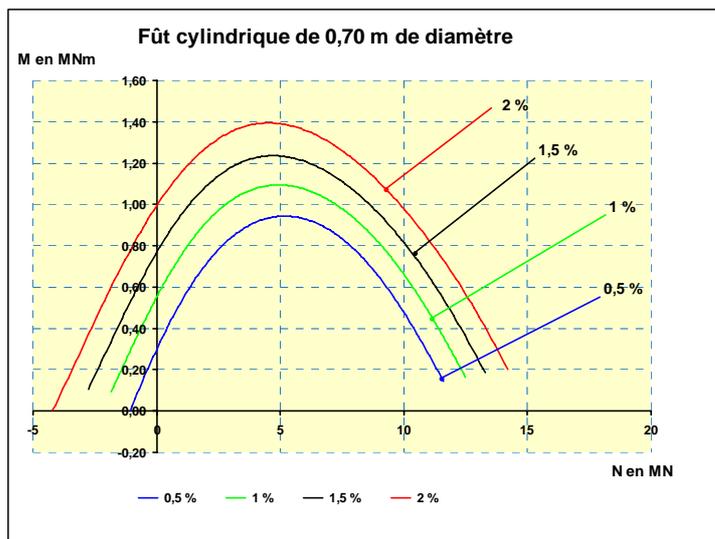


Figure 1-44

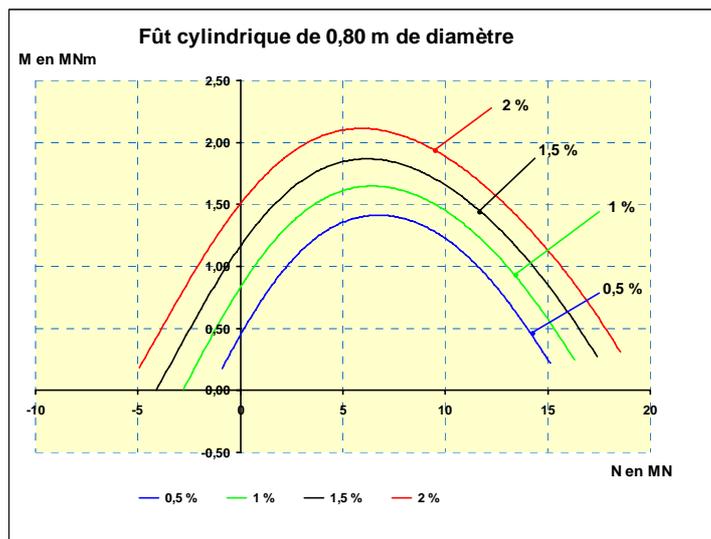


Figure 1-45

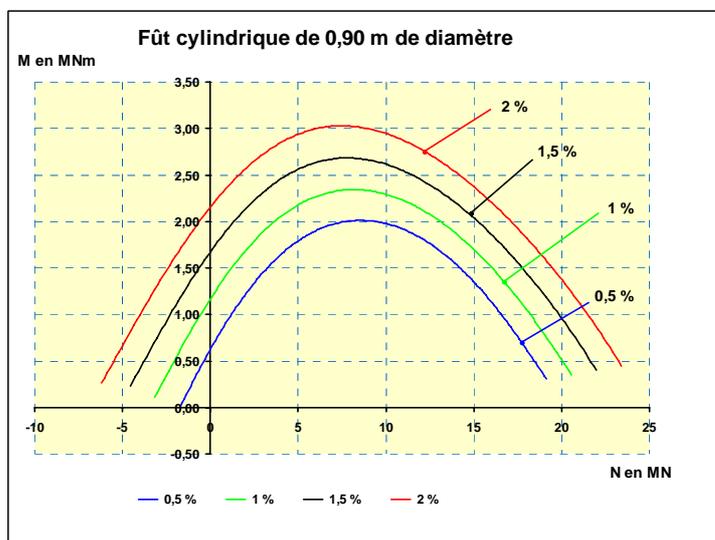


Figure 1-46

Ces abaques ont été établis selon les hypothèses suivantes :

Caractéristiques des matériaux :

- Béton C35/45 :
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ $\alpha_{cc} = 1,00$ $\gamma_c = 1,20$ d'où $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 29,17 \text{ MPa}$
 - Courbe parabole rectangle avec $\epsilon_{c2} = 2,00 \text{ ‰}$ $\epsilon_{cu2} = 3,50 \text{ ‰}$
- Acier HA B500B :
 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,00$ et $E_s = 200 \text{ GPa}$
 - Courbe à palier incliné avec $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$ $k = 1,08$ d'où $f_{ud} = 540 \text{ MPa}$ et $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$

Caractéristiques géométriques :

Les sections rectangulaires sont armées de deux nappes symétriques. Les armatures des sections circulaires sont réparties uniformément sur leurs périphéries.

L'enrobage depuis l'axe des armatures jusqu'au parement du béton a été pris à 55 millimètres, compte tenu d'un enrobage de 4 centimètres, de l'encombrement des aciers transversaux et du diamètre des aciers longitudinaux qui peut varier légèrement d'un abaque à l'autre.

Les calculs sont menés à l'ELU accidentel et les aciers comprimés sont pris en compte dans la résistance de la section.

2 - Choc sur le tablier

Les chocs de véhicules (ou de bateaux) ont généralement des conséquences moins importantes sur les tabliers de ponts que lorsqu'ils affectent des piles grêles ou des dispositifs de retenue sur ouvrage. Les tabliers de ponts constituent en effet des masses importantes qui atténuent fortement les risques en matière de sécurité pour les usagers et même pour la structure. D'autre part, les chocs en hauteur concernent souvent les parties les moins agressives des véhicules.

Toutefois, les chocs sur tabliers sont relativement fréquents (camion hors gabarit, camion benne levée, transport exceptionnel de colis, barges à la dérive...) et doivent donner lieu à des réparations rapides, car ils ont souvent une forte influence sur la durabilité de la structure.

D'autre part, certains ouvrages, de conception plus fragile vis-à-vis de ce phénomène, sont sensibles aux chocs de véhicules. Ces ouvrages (tels que les PRAD qui présentent une faible inertie transversale) peuvent subir des désordres structurels graves impliquant une réparation coûteuse.

Ainsi, le risque d'un choc entre le tablier d'un pont et la caisse ou le chargement d'un camion passant dessous doit être pris en compte dès la conception d'un ouvrage neuf si la hauteur entre l'intrados du tablier et la chaussée franchie est suffisamment faible et si la structure du tablier est vulnérable aux chocs.

2.1 - Chocs de véhicules routiers - Prescriptions de l'EC1-1.7

Le choc sur un tablier de pont peut être modélisé par application d'une force statique équivalente appliquée dans la direction de la circulation de la voie franchie par l'ouvrage. Pour les ponts-routes, l'intensité de cette force F_{dx} dépend du type de la voie franchie, comme indiqué dans le tableau suivant :

	F_{dx}
Autoroutes, routes régionales, nationales et principales	500 kN
Routes régionales en zone rurale	375 kN
Routes en zone urbaine	250 kN

Tableau 2-1

La force F_{dx} est parallèle à la circulation routière sous l'ouvrage et s'applique horizontalement sur le bord du tablier. La surface de l'impact est un carré de 25 cm de côté.

A noter que le choc peut également se produire par rebond en intrados du tablier, soit sur une poutre ou une nervure intermédiaire, soit sous le hourdis. Dans ce cas, la force F_{dx} peut être inclinée vers le haut de 10° sur l'horizontale.



Figure 2-1

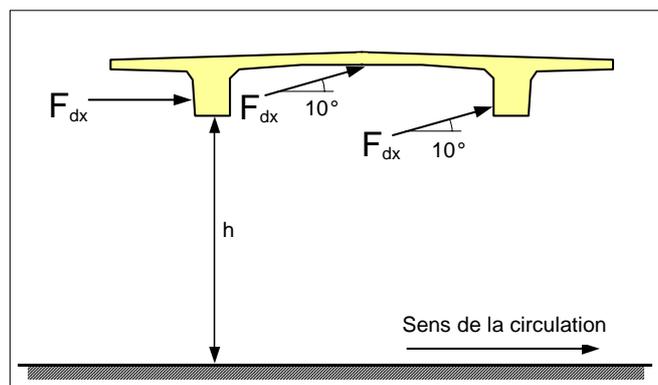


Figure 2-2

Les valeurs du tableau précédent sont à moduler en fonction de la hauteur libre sous le tablier (notée h), après prise en compte des éventuels rechargements de chaussée et flèches du tablier. Si $h \leq 5$ m, les valeurs du tableau sont prises en compte. Si $h > 6$ m, le risque de choc est supposé nul ($F_{dx} = 0$). F_{dx} varie linéairement entre 5 et 6 mètres.

2.2 - Les facteurs de risques

Comme nous l'avons dit plus haut, les chocs sur tablier s'ils sont fréquents, ont rarement des conséquences graves vis-à-vis des structures ou des usagers.

On note toutefois des accidents majeurs sur des structures particulièrement fragiles, pouvant aller jusqu'à l'effondrement d'une structure légère, ou bien des accidents mettant en jeu la vie d'un conducteur si la cabine du poids lourd vient percuter l'intrados du tablier (après avoir par exemple pivoté à cause d'un choc sur la remorque).

Dans les cas qui semblent présenter des risques importants, l'EC0 prescrit une analyse de risques (voir l'annexe B de l'EC1-1-7 « Informations sur l'évaluation des risques »). Cette analyse pourra être conduite ici de façon simplifiée en prenant en compte différents facteurs déterminant le niveau de risque. Il convient toutefois de distinguer la sécurité pour la structure et la sécurité des usagers, même si certains scénarios font intervenir ces deux facteurs.

Au niveau des aléas, la probabilité de choc dépend principalement de la nature de la voie franchie et de ses caractéristiques géométriques et fonctionnelles. Il faut prendre en compte le taux de poids lourd, leur vitesse de référence et les caractéristiques de la voie. Les voies larges, de caractéristiques autoroutières, rectilignes et dont le profil en long est en descente présentent le plus de risque. La présence d'une zone industrielle ou d'une usine à proximité de l'ouvrage doit aussi inciter à la prudence. Le gabarit disponible (" h " sur la Figure 2-2) est évidemment à considérer comme nous l'avons vu précédemment, puisqu'il conditionne l'intensité du choc à prendre en compte dans les calculs.

La vulnérabilité dépend principalement du type de tablier. Les types d'ouvrages pour lesquels le projeteur doit plus particulièrement prendre en compte le risque d'un choc routier sont :

- les tabliers PRAD (à poutres précontraintes par adhérence). L'endommagement local dû au choc peut provoquer la rupture de torons de précontrainte et avoir des conséquences globales sur la capacité portante de la structure. Lorsque que l'intrados est situé à moins de 6 mètres de hauteur, le jumelage des poutres de rive est fortement recommandé. Sous le choc, les poutres de rives et les poutres centrales doivent être vérifiées en torsion et en flexion d'axe longitudinal (renfort des cadres d'âme) ;
- les bi-poutres mixtes sont également sensibles aux chocs. Le déversement d'une semelle inférieure peut provoquer une diminution significative de la capacité portante de la poutre. C'est particulièrement le cas pour les bi-poutres entretoisés, alors que les ouvrages à pièces de ponts, moins espacées que les entretoises, présentent une meilleure résistance en mobilisant l'ensemble de la charpente ;
- les tabliers comportant un haubanage en intrados ou une structure sous-tendue. L'exposition aux chocs et la fragilité du dispositif porteur sont susceptibles d'entraîner des dommages très importants. Ces ouvrages

doivent absolument être conçus à l'abri des chocs de poids lourds ou de bateaux, car la destruction du haubanage entraîne la ruine brutale de la structure ;

- les passerelles piétons en général, dont la légèreté est un inconvénient vis-à-vis des chocs. Les passerelles subissent des dommages importants et échappent souvent à leurs appuis. Là encore, le projeteur devra en tenir compte dans la conception.

En résumé, selon le scénario d'accident et le type de structure envisagé, nous avons vu que les conséquences de l'accident peuvent aller d'un simple endommagement altérant la durabilité de la structure, jusqu'à un effondrement du tablier dans des cas extrêmes. Dans certains cas, des dommages importants sur les poutres ou les nervures peuvent conduire à une diminution de la capacité portante de l'ouvrage.

Le projeteur pourra se reporter à l'EC0 pour plus de précisions sur les analyses de risques.

3 - Chocs de bateaux

Les structures qui reçoivent des chocs de bateaux en situation normale d'exploitation (murs de quai et ducs d'Albe) ne sont pas concernées.

Selon l'EC1-1-7, les types de bateau de navigation intérieure doivent être conformes à ceux du tableau C.3 de l'annexe C (classification CEMT 92). Pour les types de bateau de navigation maritime, une classification indicative avec interpolations possibles est donnée par le tableau C.4 de l'annexe C.

L'annexe nationale indique que les caractéristiques du bateau de projet doivent être définies à partir d'une étude spécifique. Elle met en garde le projeteur sur les navires fluvio-maritimes dont les caractéristiques ne sont pas fournies dans les tableaux C3 et C4.

Les tableaux C.3 et C.4, qui sont reproduits à la fin de ce chapitre, donnent également à **titre indicatif**, pour chaque type de bateau, des forces statiques équivalentes frontale F_{dx} et latérale F_{dy} combinée à une force F_R de frottement parallèle à F_{dx} (qui comprennent un effet de masse hydrodynamique ajoutée). Ces forces peuvent être réduites de moitié dans les zones portuaires. Il est recommandé de les pondérer par des coefficients de majoration (pour effets dynamiques de l'objet impactant) dont la valeur **indicative** est de 1,3 pour F_{dx} et 1,7 pour F_{dy} .

Les deux configurations suivantes sont à prendre en compte :

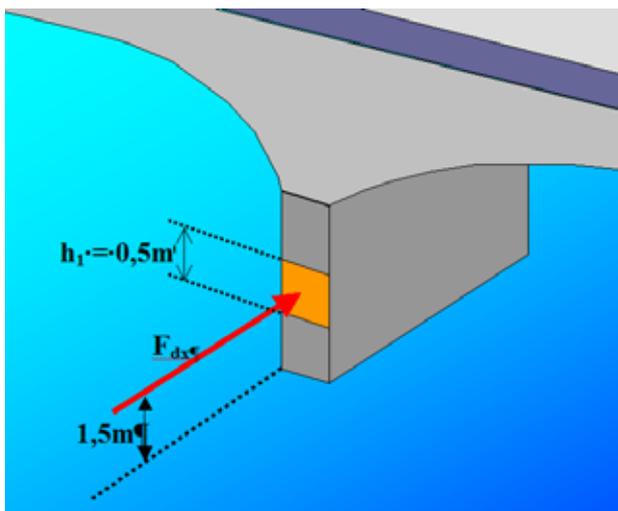


Figure 3-1 - Choc frontal (trafic fluvial et canal)

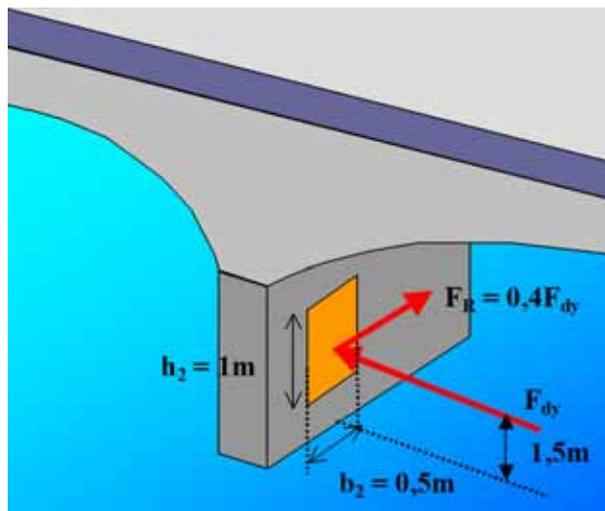


Figure 3-2 - Choc latéral (trafic fluvial et canal)

La position et la surface de l'impact données sur les schémas précédents sont indicatives. Le niveau de référence en pointillé est a priori le niveau maximal d'eau navigable. **Mais ces données sont à définir dans le cadre du projet particulier** et dépendent de la géométrie de la structure et du navire (par exemple avec ou sans bulbe) et du niveau d'eau. Des indications sont fournies au §4.6.2 (3) pour le trafic sur fleuves et canaux et au 4.6.3 (4) pour le trafic en haute mer.

Il est fortement recommandé de produire, au stade du projet, une analyse de risque (au moins simplifiée) prenant en compte les facteurs pouvant intervenir dans les chocs de bateaux : type de voie fluviale ou maritime, configuration géométrique particulière nécessitant des manœuvres, importance du trafic, distance entre les piles et le gabarit fluvial, présence de dispositifs de protection... En plus du choix d'une force statique équivalente au choc, l'analyse de risque peut conduire à modifier l'un de ces facteurs pour ramener le risque à un niveau jugé acceptable.

S'il y a lieu de prendre en compte les chocs de navire sur les tabliers de ponts, une force statique équivalente telle que figurant dans le tableau suivant peut être prise en compte à titre indicatif.

Sur fleuves et canaux	En haute mer
1000 kN	Entre $0,05.F_{dx}$ et $0,10.F_{dx}^{(*)}$

(*) ou 1000 kN si seul le mât est susceptible de heurter le tablier

Tableau 3-1

Dans la mesure du possible, compte tenu de l'importance des efforts produits par les chocs de bateaux, on évitera les structures particulièrement vulnérables (sous-bandage, arcs métalliques tangents au gabarit fluvial, ...).

Classe CEMT ^{a)}	Type de référence du bateau	Longueur ℓ (m)	Masse m (tonne) ^{b)}	Force F_{dx} ^{c)} (kN)	Force F_{dy} ^{c)} (kN)
I		30 à 50	200 à 400	2 000	1 000
II		50 à 60	400 à 650	3 000	1 500
III	«Gustav König»	60 à 80	650 à 1 000	4 000	2 000
IV	Classe «Europe»	80 à 90	1 000 à 1 500	5 000	2 500
Va	Gros bateau	90 à 110	1 500 à 3 000	8 000	3 500
Vb	Pousseur + 2 barges	110 à 180	3 000 à 6 000	10 000	4 000
Vla	Pousseur + 2 barges	110 à 180	3 000 à 6 000	10 000	4 000
Vlb	Pousseur + 4 barges	110 à 190	6 000 à 12 000	14 000	5 000
Vlc	Pousseur + 6 barges	190 à 280	10 000 à 18 000	17 000	8 000
VII	Pousseur + 9 barges	300	14 000 à 27 000	20 000	10 000

a) CEMT : Conférence Européenne des Ministres des Transports, classification proposée le 19 juin 1992, approuvée par le Conseil de l'Union Européenne le 29 octobre 1993.

b) La masse m en tonnes (une tonne = 1 000 kg) comprend la masse totale du navire, y compris la cargaison et le combustible. Elle est souvent appelée «tonnage de déplacement».

c) Les forces F_{dx} et F_{dy} comprennent l'effet de masse hydrodynamique et sont basées sur des calculs annexes qui tiennent compte des conditions prévues pour chaque classe de voie navigable.

Tableau 3-2 - Tableau C.3 pour navigation intérieure

Classe de bateau	Longueur ℓ (m)	Masse m ^{a)} (tonne)	Force F_{dx} ^{b), c)} (kN)	Force F_{dy} ^{b), c)} (kN)
Petit	50	3 000	30 000	15 000
Moyen	100	10 000	80 000	40 000
Gros	200	40 000	240 000	120 000
Très gros	300	100 000	460 000	230 000

a) La masse m en tonnes (une tonne = 1 000 kg) est la masse totale du navire, y compris la cargaison et le combustible. Elle est souvent appelée «tonnage de déplacement». Elle n'inclut pas la masse hydraulique ajoutée.

b) Les forces données correspondent à une vitesse de 5,0 m/s environ. Elles incluent les effets de la masse hydraulique ajoutée.

c) S'il y a lieu, il convient de tenir compte de l'effet des bulbes.

Tableau 3-3 - Tableau C.4 pour navigation maritime

4 - Chocs sur dispositif de retenue

4.1 - Généralités

Lors d'un choc de véhicule sur un dispositif de retenue, des efforts sont transmis au tablier par les ancrages du dispositif.

En ce qui concerne les aciers de la structure, il convient alors de distinguer :

- la partie du ferrailage type correspondant à l'ancrage des efforts dans le hourdis (ou dans la structure). Ces aciers sont représentés en rouge dans le dessin ci-contre correspondant au cas particulier de la barrière BN4. Ce ferrailage ne peut être modifié et doit être appliqué tel quel. Ce ferrailage type est donné dans le guide technique GC du Sétra [1], fascicule "barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds - barrières de niveau H2 ou H3" publié en septembre 1999, et fascicule "barrières de sécurité pour la retenue des véhicules légers - barrières de niveau N en accotement, aménagement en TPC" publié en septembre 2001.

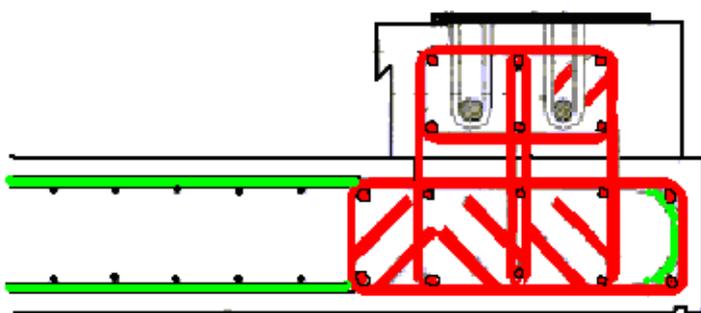


Figure 4-1

en rouge : partie du ferrailage type du guide GC correspondant à l'ancrage dans le tablier

en vert : partie du ferrailage type du guide GC correspondant à la flexion du hourdis

- la partie de ferrailage de flexion du hourdis (ou de la structure) proprement dit. Ces aciers sont représentés en vert dans le dessin ci-dessus correspondant au cas particulier de la barrière BN4. Pour ces derniers aciers, deux approches sont possibles :
 - soit, conformément à la "NOTE (3)" du paragraphe 4.7.3.3 de l'EC1-2, retenir un ferrailage type. Ce ferrailage type est donné par le document [1] et dispense de tout calcul de dimensionnement des aciers correspondants.
 - soit dimensionner un autre ferrailage. L'objet du paragraphe 4.7.3.3 de l'EC1-2 et du présent paragraphe concerne le dimensionnement de ces aciers. Pour effectuer un tel calcul, 4 points sont à considérer et sont développés ci-après :
 - les efforts transmis à la structure par les dispositifs de retenue de véhicule lors du choc,
 - les charges verticales concomitantes,
 - la pondération de ces efforts,
 - la répartition de ces efforts dans la structure.

La référence de la "NOTE (3)" du paragraphe 4.7.3.3 de l'EC1-2 à des dispositions constructives dispensant "du calcul aux charges verticales et horizontales" permet de retenir directement pour la plupart des dispositifs de retenue les dispositions constructives proposées par les guides de la collection GC [1].

4.2 - Efforts transmis à la structure par les dispositifs de retenue de véhicules lors d'un choc

L'EC1-2 indique la possibilité de définir dans les annexes nationales des classes de forces d'impact pour modéliser les chocs sur les différents dispositifs de retenue. Quatre classes d'efforts sont ainsi suggérées, et sont définies uniquement par une intensité de force horizontale statique équivalente appliquée sur le dispositif et par

sa hauteur d'application. Le texte reste cependant très évasif quant à la façon de ranger les différents dispositifs de retenue dans ces classes.

L'annexe nationale propose effectivement des classes d'effort.

Cependant, ces classes ne correspondent plus à des intensités de forces horizontales statiques équivalentes appliquées sur le dispositif, mais directement à des intensités de torseurs d'efforts considérés en pied du dispositif de retenue. Avec cette approche, il n'est donc pas nécessaire d'effectuer le calcul de la diffusion de la force d'impact à l'intérieur même du dispositif de retenue.

Ces torseurs résultent, pour la plupart, des nombreux essais de choc grandeur nature réalisés en France depuis les années 70.

L'annexe nationale propose 11 classes d'effort.

En effet, l'analyse des résultats des essais a montré que la répartition en 4 classes aurait conduit à une perte sensible de précision sans pour autant apporter de simplification.

Les valeurs indiquées correspondent en fait à la résistance locale du dispositif, résistance de la fixation de la barrière à la structure par exemple, et doivent être considérées comme des valeurs caractéristiques.

Ces classes sont rappelées ci-après.

Classes	Types de dispositifs de retenue des véhicules	Efforts transmis et conditions d'application associées
Dispositifs de retenue de niveau H		
Ha	GBA – DBA	A l'interface avec la structure * Force transversale = 57 kN/ml (570 kN sur 10 m) Moment \approx 86 kN.m/ml (430 kN.m sur 5 m)
Hb	BN1 – BN2	A l'encastrement barrière-structure Force transversale = 100 kN/ml (500 kN sur 5 m) Moment \approx 50 kN.m/ml (250 kN.m sur 5 m)
Hc	BN4 classique – BN4 16 t Autres dispositifs de retenue à ancrage équivalent	A l'encastrement de chaque support Force transversale = 300 kN Moment = 200 kN.m
Hd	BN4 avec ancrage P (avec longrine de répartition)	A l'encastrement de chaque support Force transversale = 150 kN Moment = 100 kN.m
He	Bhab	A l'encastrement de chaque support Force transversale = 120 kN Moment = 110 kN.m
Hf	BN5 sur ancrage traversant ou sur longrine BA solidaire du tablier	A l'encastrement de chaque support Force transversale = 35 kN Moment = 19 kN.m
Dispositifs de retenue de niveau N		
Na	Barrières métalliques avec UPN 100 Barrières métalliques avec UAP100 Barrières métalliques avec C100	A l'encastrement de chaque support Moment transversal = 3,5 kN.m Moment longitudinal = 15 kN.m
Nb	Barrières métalliques avec IPE 80	A l'encastrement de chaque support Moment transversal = 7,0 kN.m Moment longitudinal = 1,3 kN.m
Nc	Barrières métalliques avec C125	A l'encastrement de chaque support Moment transversal = 6,2 kN.m Moment longitudinal = 19 kN.m
Nd	Barrières métalliques modèle GCDF	A l'encastrement de chaque support Moment transversal = 15 kN.m Aucun moment longitudinal
Ne	Muret MVL	A l'interface avec la structure Force transversale = 50 kN/ml (300 kN sur 6 m) Moment = 93 kN.m/ml (280 kN.m sur 3 m)

Tableau 4-1

* Ces valeurs sont valables à $\pm 40\%$ près comme précisé à la page 61 du guide GC [1].
En effet, elles ne résultent que de l'analyse d'un seul essai et avec des imprécisions sur le résultat.

Pour les autres dispositifs de retenue, les valeurs des efforts appliqués à la structure pourront être issues d'essais de chocs par exemple.

Dans le cas de modèle déposé ou de procédé breveté (par exemple), l'annexe technique accompagnant la circulaire d'homologation doit, en principe, détailler les valeurs de ces efforts avec leur niveau de fiabilité.

4.3 - Force verticale concomitante

Conformément à la "NOTE (3)" de l'EC1-2, l'annexe nationale définit la force verticale à prendre en compte concomitamment. Cette force qui correspond à une roue avant vaut :

- $0,40 \alpha_{Q1} Q_{1k}$: pour les dispositifs de niveau H, soit 60kN pour la 1^{ère} classe et 54 kN pour la 2^{ème} classe.

La roue est appliquée sur la chaussée au plus près du dispositif de retenue.

4.4 - Pondération des efforts

Selon l'EC1-2, la structure doit résister à l'effet d'une charge accidentelle correspondant à au moins 1,25 fois la valeur caractéristique de la résistance locale de la barrière (résistance de la fixation de la barrière à la structure par exemple).

Ce sont donc directement les efforts donnés dans le tableau de l'annexe nationale qu'il convient de pondérer par 1,25.

En contrepartie, la justification se fait à l'ELU accidentel, et il est donc possible de faire travailler l'acier à f_e/γ_s avec $\gamma_s = 1$ conformément à l'EC2.2.

Cette valeur 1,25 permet de considérer que sous l'effet d'un choc sur le dispositif de retenue la structure n'est pas endommagée et conserve ses conditions d'exploitation ou de durabilité.

En effet, cette approche équivaut à considérer que la structure est justifiée à l'état limite de service sous l'effet de la charge caractéristique non pondérée. L'effort défini pour chaque classe correspond à la limite de la résistance locale de la barrière. L'approche "ELU accidentel" majore de 25 % les efforts, mais elle majore également de 25 % le taux de travail des aciers du hourdis par rapport à une approche "ELS" avec des aciers travaillant à 0,8 f_e (hors considération de maîtrise de fissuration), ce qui est globalement équivalent.

4.5 - Répartition des efforts dans la structure

Il convient de prendre en compte la répartition dans la structure des efforts transmis à la base des dispositifs de retenue.

Cette répartition peut être déterminée par des calculs simplifiés ou par des méthodes plus élaborées (éléments finis).

Dans le cas particulier de la barrière BN4, l'article "Étude de la résistance des hourdis de pont sous l'effet d'un choc de poids lourd sur une barrière BN4" publié dans la Revue ouvrages d'art n°46 de juillet 2004, donne des indications sur les modélisations envisageables.

En particulier selon cet article, dans le cas de la barrière BN4 avec longrine continue connectée au hourdis, on peut considérer pour chaque poteau que les efforts correspondants sont répartis uniformément au niveau du bord de la longrine sur une longueur égale à l'entraxe des poteaux, soit 2,5 m en général.

Chapitre 6

Actions en cours d'exécution



1 - Généralités et classification des actions à prendre en compte en cours d'exécution

1.1 - Champ d'application

La norme EC1-1-6 permet de calculer les effets des actions en cours d'exécution sur les constructions en général, en incluant les aspects suivants :

- actions sur les éléments structuraux et non structuraux lors de la manutention,
- actions géotechniques,
- actions dues à la précontrainte,
- pré-déformations,
- température, retrait, effets de l'hydratation,
- actions du vent,
- charges de neige,
- actions dues à l'eau,
- actions dues au givre,
- charges de construction,
- actions accidentelles,
- actions sismiques.

Concernant les ouvrages d'art en particulier, les principales actions à prendre en compte sont les suivantes :

- actions du vent,
- charges de construction,
- actions accidentelles,
- actions thermiques.

Enfin, l'annexe A2 de la norme EC1-1-6 fournit les règles complémentaires pour les ouvrages d'art :

- ELS,
- ELU,
- valeurs de calcul des déformations,
- charges de neige,
- charges de construction.

Les valeurs de calcul des déformations et les charges de construction définie dans l'Annexe A2 concernent les ponts construits par poussage.

1.2 - Classification des actions

Conformément à la norme EC1-1-6 les actions en cours d'exécution sont rangées en deux catégories :

- les actions au cours des phases d'exécution autres que les charges de construction, qui peuvent être classées comme des actions permanentes, variables ou accidentelles (cf. 6§3.1 et 6§3.3 ci-après), on peut citer à titre d'exemple le poids propre, la précontrainte et le vent,
- les charges de construction qui sont classées comme des actions variables (cf. 6§3.2 ci-après) : on peut citer à titre d'exemple les charges dues au personnel d'exécution, aux matériels divers de chantier, aux équipages mobiles.

2 - Situations de projet et états limites en cours d'exécution

Dans le cas des ouvrages d'art, les situations de projet à considérer en cours d'exécution sont : transitoires, accidentelles et sismiques. Les situations de projet choisies sont appliquées à la structure dans son ensemble (éléments structuraux, structure partielle, ouvrages auxiliaires et équipements).

Pour les ponts construits par encorbellements successifs en cours de construction, on s'intéresse à la stabilité du fléau sur sa pile et l'on considère des situations transitoires et une situation accidentelle.

Les situations transitoires de construction correspondent à un déséquilibre du fléau. Ce déséquilibre est obtenu, soit par les actions non symétriques du vent et des charges de construction quand il y a le même nombre de voussoirs de part et d'autre du fléau, soit par les actions non symétriques des charges de construction et du vent quand il y a un nombre de voussoirs différent de part et d'autre du fléau (déséquilibre de poids propre sous l'effet d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique).

La situation accidentelle de construction correspond à une chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

2.1 - Situation de projet transitoire et durée nominale

Pour toute situation de projet transitoire, il convient d'associer une durée nominale supérieure ou égale à la durée prévue de la phase d'exécution considérée, en tenant compte du planning d'exécution et des périodes de retour correspondantes des actions variables.

Les périodes de retour relatives à la détermination des valeurs caractéristiques des actions climatiques variables sont définies selon la durée nominale de la phase d'exécution (ou situation de projet) considérée. Pour une phase d'exécution de courte durée, il est possible de choisir une vitesse de vent réduite pour tenir compte de la plus faible probabilité d'observer un événement exceptionnel. Les périodes de retour recommandées pour les actions climatiques figurent dans le tableau 3.1 de la norme EC1-1-6 selon la durée nominale de la phase de construction :

Durée nominale de la phase de construction	Période de retour
≤ 3 jours	2 ans
≤ 3 mois (mais > 3 jours)	5 ans
≤ 1 année (mais > 3 mois)	10 ans

Tableau 2-1

Dans l'Annexe Nationale de la norme EC1-1-6, il est précisé que le projet individuel peut spécifier une vitesse moyenne de vent en cours d'exécution. La valeur de base recommandée de la vitesse moyenne de vent pour une durée inférieure ou égale à 3 mois est de 20 m/s. En phase de construction sous couverture météo (vent faible), on applique en général une valeur de vitesse de vent plus réduite par rapport à la vitesse moyenne précédente.

Il est laissé à l'appréciation du Maître d'Ouvrage le choix d'un calcul plus complexe, de type dynamique à partir d'essais aérodynamiques réalisés sur une maquette du futur ouvrage, notamment dans le cas d'ouvrages construits par encorbellements successifs. On peut proposer comme limite la valeur de 180 mètres, pour l'ensemble constitué par la hauteur de pile et le demi-fléau, au-delà de laquelle un calcul précis doit être effectué. Là encore, c'est le projet individuel qui peut définir les caractéristiques à prendre en compte.

Pour les ouvrages d'art, les charges de neige sont rarement prépondérantes, elles ne sont donc à considérer que si cela est spécifié pour le projet individuel.

2.2 - ELU situations transitoires ou accidentelles

Pour les ouvrages d'art, une vérification aux Etats Limites Ultimes est nécessaire pour toutes les situations de projet transitoires, accidentelles et sismiques en cours d'exécution conformément à la norme EC0.

Pour les ponts construits par encorbellements successifs, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'équilibre statique (EQU), étant donné qu'on justifie la stabilité des fléaux en cours de construction sur leur pile. Le dimensionnement des organes de stabilisation qui sont mis en place pour assurer l'équilibre statique relève de l'état limite ultime de résistance.

Pour les situations transitoires (cf. EC0-2 tableau A2-4(A)(NA) Note 2), on utilise des combinaisons adaptées obtenues à partir des combinaisons d'équilibre (EQU) et des combinaisons de résistance (STR), car on doit vérifier des conditions d'équilibres et justifier des organes structuraux dans ces situations (voir § 4.1).

2.3 - ELS situations de projet en cours d'exécution

Pour les situations de projet transitoires en cours d'exécution, les vérifications aux États Limites de Service sont nécessaires en particulier pour les phases de mises en tension (dalles précontraintes, PRAD, VIPP, ...).

Pour les grands ouvrages comme les ponts construits par encorbellements successifs, les combinaisons ELS caractéristiques et quasi permanentes lors des phases de mise en œuvre des voussoirs ne sont généralement pas prépondérantes en construction par rapport à la situation de projet durable. Les vérifications dans ce cas ne sont pas indispensables.

Note : dans le projet particulier, il peut néanmoins exister des phases particulières sensibles à l'ELS. Les justifications à mener en cours d'exécution doivent être précisées par le maître d'œuvre dans les pièces écrites, par exemple en fixant la limitation des contraintes de traction dans l'ouvrage et le niveau de maîtrise de la fissuration ou en précisant les situations spécifiques à vérifier à l'ELS.

3 - Représentation des actions en cours d'exécution

3.1 - Actions en cours d'exécution autres que les charges de construction

Pour tout ce qui concerne les actions en cours d'exécution autres que les charges de construction, la norme EC1-1-6 renvoie aux normes EC0, EC1, EC7 et EC8. Les valeurs représentatives des actions sont déterminées en fonction des phases de construction et des effets d'interaction entre les structures et les parties de structures en cours d'exécution.

3.1.1 - Actions lors de la manutention

Pour les ponts, les actions lors de la manutention autres que les dispositifs de levage lourds et les poutres de lancement ne sont pas prises en compte pour les vérifications en cours d'exécution. Les dispositifs de levage lourds et les poutres de lancement sont répertoriés dans les charges de construction.

3.1.2 - Actions géotechniques

Les actions géotechniques ne sont pas prises en compte pour les vérifications de la structure en cours d'exécution, elles ne sont prises en compte que pour la justification des fondations.

3.1.3 - Actions dues à la précontrainte

Les forces de précontrainte lors des phases de construction sont prises en compte comme des actions permanentes. Elles sont déterminées selon la norme EC2-1-1 et la norme EC2-2.

3.1.4 - Pré-déformations

Pour les ouvrages d'art, les pré-déformations sont prises en compte pour les vérifications de la structure en cours d'exécution, comme par exemple les dénivellations d'appuis ou la modification de la tension des câbles provisoires.

3.1.5 - Température, retrait, effets de l'hydratation

Les actions dues à la température et au retrait n'étant généralement pas significatives en construction, elles ne sont pas prises en compte pour les vérifications en cours d'exécution.

Note : le retrait et le fluage sont automatiquement pris en compte dans le cas d'un ouvrage en béton avec fluage scientifique. Pour les ponts mixtes, le retrait du béton de la dalle est pris en compte dans les calculs.

3.1.6 - Actions du vent

Comme il est précisé au paragraphe 2.1 ci-dessus, il est laissé à l'appréciation du maître d'ouvrage de recourir à un calcul de réponse dynamique aux différentes phases d'exécution, à partir d'essais aérodynamiques réalisés sur une maquette du futur ouvrage, notamment dans le cas de ponts construits par encorbellements successifs.

Pour des sites très exposés au vent, il est conseillé de faire systématiquement des essais aérodynamiques.

Pour les cas où le calcul de réponse dynamique n'est pas utile, les valeurs caractéristiques des forces statiques dues au vent sont déterminées selon la norme EC1-1-4 pour la période de retour appropriée.

Pour les ponts construits par encorbellements successifs, **le Sétra propose une valeur caractéristique de l'action du vent Q_{wk} prise égale à 1 kN/m²**, quelle que soit la taille du fléau ou la hauteur de pile. Cette valeur caractéristique englobe tous les effets du vent (galop, vortex, ...). D'une part, cette valeur se base sur la valeur définie dans l'ancien Bulletin Technique BT7 (0,2 kN/m²), valeur sous-estimée pour certains fléaux; et d'autre part, elle permet de couvrir les valeurs obtenues pour les grands et très grands fléaux dans un site modérément exposé.

Pour la vérification de l'état limite ultime d'équilibre statique, il convient de tenir compte du déséquilibre induit par la pression du vent vertical ou horizontal agissant sur l'un des demi-fléaux de façon à créer une action différentielle. La valeur caractéristique de l'action variable de vent prend en compte tous les effets, y compris le vent turbulent : galop, flutter, vortex...

On rappelle que pour l'action de vent horizontal sur les ponts construits par encorbellements successifs :

- c'est l'ensemble du fléau et de sa pile qui doit être chargé par le vent horizontal, pour la vérification des piles et des fondations ;
- c'est l'un des demi-fléaux qui doit être chargé par le vent horizontal, pour la vérification du tablier et des organes de liaison.

Vis-à-vis des efforts dans les piles et les fondations, plus particulièrement en pied de pile, les phénomènes dynamiques sont très sensibles à la hauteur de pile, et par voie de conséquence la pression de vent équivalente est très affectée par cette hauteur. Pour les piles de grande hauteur, il n'est donc pas toujours possible de prendre en compte la valeur caractéristique ci-dessus.

Dans l'Annexe Nationale de l'EC1-1-6 (clause 3.1(7)), les règles de combinaison des actions du vent avec les charges de construction sont définies comme suit :

- pour les situations d'équilibre (par exemple lorsqu'il y a un même nombre de voussoirs de part et d'autre de la pile pour un ouvrage construit par encorbellements successifs ou lors du lancement d'une charpente métallique), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des effets du vent, on prend $\psi_0 = 1,0$ pour les charges de stockage Q_{cb} et les charges d'équipements non permanents Q_{cc} , et une valeur réduite pour les charges de personnels Q_{ca} avec $\psi_0 = 0,2$;
- pour les situations transitoires de courte durée (par exemple lors du déséquilibre du fléau pour un ouvrage construit par encorbellements successifs), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des charges de construction, on prend un vent d'accompagnement réduit avec $\psi_0 = 0,2$.

En conséquence, pour les situations de projet durables et transitoires, on considère deux combinaisons ELU :

- le vent caractéristique sans déséquilibre de voussoirs et avec la charge de personnels réduite (coefficient $\psi_0 = 0,2$ sur la charge Q_{ca}) ;

- le déséquilibre de voussoirs avec le vent réduit (coefficient $\psi_0 = 0,2$), c'est-à-dire un ouvrage construit sous couverture météo, et avec les charges de construction caractéristiques.

3.1.7 - Charges de neige

Dans l'Annexe Nationale de la norme EC1-1-6 il est précisé que pour les ponts, les charges de neige ne sont à considérer que si cela a été spécifié pour le projet individuel. En règle générale, les charges de neige ne sont pas cumulées avec les charges de vent et les charges de construction.

3.1.8 - Actions dues à l'eau

Pour les ponts, les actions dues à l'eau ne sont pas prises en compte pour les vérifications de la structure en cours d'exécution.

3.1.9 - Actions dues au givre

Pour les ponts, les actions dues au givre ne sont pas prises en compte pour les vérifications de la structure en cours d'exécution.

3.2 - Charges de construction

La norme EC1-1-6 classe les charges de construction en six catégories :

- personnel et petit outillage Q_{ca} ,
- stockage d'éléments déplaçables Q_{cb} ,
- équipements non permanents Q_{cc} ,
- machines et équipements lourds déplaçables Q_{cd} ,
- accumulation de matériaux de rebut Q_{ce} ,
- charges dues à des parties d'une structure dans des phases provisoires Q_{cf} .

Ces groupes de charges peuvent être regroupés et appliqués en tant qu'action variable unique Q_c .

Pour les ponts construits par encorbellements successifs, les trois premiers types de charges sont à considérer.

3.2.1 - Personnel et petit outillage Q_{ca}

Pour les ponts, il s'agit des charges dues au personnel d'exécution, à l'encadrement et aux visiteurs, le cas échéant avec un équipement léger de chantier. Ces charges sont modélisées par une charge uniformément répartie q_{ca} . La valeur caractéristique de cette charge répartie est :

$$q_{ca,k} = 1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Cette charge est appliquée de manière à obtenir les effets les plus défavorables. Pour un pont construit par encorbellements successifs, elle est appliquée verticalement sur la surface d'un demi-fléau (charge gravitaire).

3.2.2 - Stockage d'éléments déplaçables Q_{cb}

Pour les ponts, il s'agit des charges dues aux éléments préfabriqués, équipements et aux matériels divers (par exemple matériel de précontrainte) stockés sur le tablier.



Figure 3-1 - Petit outillage. Pont sur le Rhin.
Photo Séttra (G. Forquet)



Figure 3-2 - Petite grue, rouleau de toron, compresseur, cabane. Viaduc de la Sioule. Photo Dodin-Campenon Bernard Région (F. Batifoulier & N. Guyot)

Ces charges sont modélisées par une charge uniformément répartie q_{cb} et une charge concentrée F_{cb} . Les valeurs caractéristiques de la charge répartie et de la charge concentrée sont :

$$q_{cb,k} = 0,2kN / m^2 \quad F_{cb,k} = 100kN$$

Dans le cas d'un pont construit par encorbellements successifs, la charge répartie est appliquée verticalement sur la surface d'un demi-fléau et la charge concentrée est appliquée à l'arrière du voussoir en cours de bétonnage.

3.2.3 - Equipements non permanents Q_{cc}

Pour les ponts, il s'agit des équipements non permanents en cours d'exécution, qu'ils soient fixes (échafaudage, cintre) ou déplaçables (équipages mobiles, poutre de lancement, avant-bec de poussage, contrepoids, mât de haubanage provisoire, etc.).

3.2.4 - Stockage d'éléments déplaçables Q_{cb}

Pour les ponts, il s'agit des charges dues aux éléments préfabriqués, équipements et aux matériels divers (par exemple matériel de précontrainte) stockés sur le tablier.

Ces charges sont modélisées par une charge uniformément répartie q_{cb} et une charge concentrée F_{cb} . Les valeurs caractéristiques de la charge répartie et de la charge concentrée sont :

$$q_{cb,k} = 0,2kN / m^2 \quad F_{cb,k} = 100kN$$

Dans le cas d'un pont construit par encorbellements successifs, la charge répartie est appliquée verticalement sur la surface d'un demi-fléau et la charge concentrée est appliquée à l'arrière du voussoir en cours de bétonnage.

3.2.5 - Equipements non permanents Q_{cc}

Pour les ponts, il s'agit des équipements non permanents en cours d'exécution, qu'ils soient fixes (échafaudage, cintre) ou déplaçables (équipages mobiles, poutre de lancement, avant-bec de poussage, contrepoids, mât de haubanage provisoire, etc.).

Si aucune information n'est disponible pour caractériser ces charges, ces charges sont modélisées par une charge uniformément répartie q_{cc} . La valeur caractéristique de la charge répartie est :

$$q_{cc,k} = 0,5kN / m^2$$

Si le poids de l'élément est connu, la charge est modélisée par une charge concentrée Q_{cc} .

Dans le cas d'un pont construit par encorbellements successifs le poids de l'équipage mobile est généralement connu au stade de l'exécution. La charge concentrée Q_{cc} est appliquée au barycentre de l'équipage mobile, mais si on ne connaît pas sa position exacte, on peut la placer au tiers du voussoir en cours de bétonnage.



Figure 3-3 - Équipage mobile. Viaduc de la Sioule.
Photo Dodin-Campeon Bernard Région
(F. Batifoulier & N. Guyot)



Figure 3-4 - Poutre de lancement. Photo Sétra (P. Vion)

3.2.6 - Machines et équipements lourds déplaçables Q_{cd}

Pour les ponts, il s'agit des machines et équipements lourds déplaçables généralement à roues ou à chenilles (grues, générateurs, vérins, dispositifs de levage lourds, potence ou chèvre de levage, ...).

Si le poids des équipements est connu, les charges sont modélisées avec leurs valeurs réelles.

Pour les actions dues aux grues, voir également NF EN 1991-3

3.2.7 - Accumulation de matériaux de rebut Q_{ce}

Il s'agit des charges dues au surplus de matériaux de construction ou aux déblais. Pour les ponts, ces charges sont rarement présentes sur l'ouvrage pendant sa construction.

3.2.8 - Charges dues à des parties d'une structure dans des phases provisoires Q_{cf}

Il s'agit des charges dues à des parties de la structure en cours d'exécution avant que les actions définitives ne développent leurs effets (charges additionnelles dues au béton frais, application et suppression de charges pendant l'assemblage d'éléments, charges dues aux opérations de levage).

Pour les ponts, si le poids de ces éléments est connu, les charges sont modélisées avec leurs valeurs réelles. Ces charges sont donc spécifiées pour le projet individuel.

Toutefois ces charges sont rarement prépondérantes vis-à-vis des autres actions développées en cours d'exécution Q_{ca} , Q_{cb} , Q_{cc} .

3.2.9 - Charges de construction lors du coulage du béton

On peut se référer pour information au 4.11.2 de l'EC1-1-6, sachant que l'AN dit de définir ces charges au projet particulier.

3.3 - Actions accidentelles

Pour les ponts, il s'agit de la défaillance locale d'appuis (définitifs ou provisoires) ou de fixations pouvant entraîner la chute d'équipements sur ou à partir de la structure.

L'action due aux chutes d'équipements est prise en compte avec les effets dynamiques. La valeur du coefficient de majoration dynamique est égale à 2.



Figure 3-5 - Chèvre de levage. Pont de Normandie.
Photo Sétra (G. Forquet)



Figure 3-6 - Grue sur rail. Viaduc de la Truyère.
Photo Sétra (D. Lecointre)

Dans le cas d'un pont construit par encorbellements successifs : si le tablier est coulé en place, la situation accidentelle correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de déplacement ; si le tablier est préfabriqué, elle correspond à la chute d'un voussoir préfabriqué en cours de fixation.

3.4 - Actions sismiques

Les actions sismiques sont déterminées selon l'EC8, compte tenu de la période de référence de la situation transitoire considérée.

Pour les ponts, les actions sismiques sont à prendre en compte s'il y a lieu conformément au décret qui définit le zonage sismique en France.

3.5 - Remarques spécifiques

A noter les valeurs spécifiées dans la norme EC1-1-6/NA :

- A2.3(1) Les valeurs de déplacements verticaux en cours d'exécutions pour les ponts construits par poussage peuvent être spécifiées au projet individuel. Les valeurs recommandées dans la direction longitudinale sont +/-10 mm et +/- 2.5 mm dans la direction transversale.
- A2.5(2) La valeur de calcul des forces horizontales totales de frottement pour les ponts construits par poussage peut être spécifiée au projet individuel. La valeur recommandée est 10% des charges verticales.
- A2.5(3) Les coefficients de frottement pour les ponts construits par poussage peuvent être spécifiés par le projet individuel. Les valeurs recommandées sont les suivantes, à moins de disposer des valeurs plus précises obtenues à partir d'essais : $\mu_{\min} = 0$ / $\mu_{\max} = 4\%$.



Figure 3-7 - Équipage mobile en cours de déplacement. - Viaduc de la Sioule. Photo Dodin-Campenon Bernard Région (F. Batifoulier & N. Guyot)

4 - Combinaisons des actions en cours d'exécution

4.1 - ELU combinaisons des actions en cours de construction

4.1.1 - Combinaisons de base

Si l'on considère un état limite d'équilibre statique (EQU), les vérifications sont faites à partir de la combinaison de base suivante, conformément à la norme EC0 Annexe 2 (tableau A2.4(A) (NA)) :

$$1,05G_{kj,sup} + 0,95G_{kj,inf} + P_m + 1,35Q_1 + 1,5 \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

avec Q_1 : charges de construction et $Q_{k,i}$ toutes autres actions variables en phase de construction

En outre, si l'on a un contrepoids : $\gamma_{G,inf} = 0,8$ lorsque le poids propre du contrepoids n'est pas bien défini ou position contrepoids à +/- 1 m (lançage) (cf AN à l'annexe A2 de l'EC0).

Pour le cas où la vérification d'équilibre statique fait intervenir la résistance d'éléments structuraux (par exemple des câbles de clouage pour la stabilisation des fléaux), la combinaison s'écrit :

$$1,35G_{kj,sup} + 1,25G_{kj,inf} + P_m + 1,35Q_1 + 1,35 \sum \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

à condition que l'application du coefficient partiel $\gamma_{G,inf} = 1,00$, à la partie favorable et à la partie défavorable des actions permanentes, ne soit pas plus prépondérante, auquel cas la combinaison précédente s'écrit :

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P_m + 1,35Q_1 + 1,35 \sum \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

4.1.2 - Combinaisons en situation transitoire pour les ponts construits par encorbellements

Pour les fléaux des ponts construits par encorbellements successifs, si l'exécution est convenablement contrôlée, les valeurs des coefficients partiels pour la partie favorable et la partie défavorable de la charge permanente sont respectivement $\gamma_{G,sup} = 1,02$ et $\gamma_{G,inf} = 0,98$, conformément à la norme EC0/NA Annexe A2 (tableau A2.4(A)(NA) note 1 alinéa (*2)).

Donc, pour les situations transitoires de déséquilibre de fléaux avec un suivi correct de la construction, les vérifications sont faites vis-à-vis de l'état limite d'équilibre statique à partir de la combinaison fondamentale suivante :

$$1,02G_{kj,sup} + 0,98G_{kj,inf} + P_m + 1,35Q_1 + 1,5 \sum \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

Avec des éléments structuraux résistants (clouage...), par similitude avec les combinaisons de base, on retrouve la deuxième combinaison fondamentale qui s'écrit (note 2 alinéa (*1)):

$$1,35G_{kj,sup} + 1,30G_{kj,inf} + P_m + 1,35Q_1 + 1,35 \sum \psi_{0,i} Q_{k,j}$$

4.1.3 - Combinaison en situation accidentelle pour les ponts

Pour les phases de construction pendant lesquelles il y a un risque de perte de l'équilibre statique, les vérifications sont faites avec la combinaison accidentelle suivante, conformément à la norme EC0 Annexe 2 (A2.3.2(3), tableau A2.5) :

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P_m + A_d + \psi_2 Q_{c,k}$$

où $Q_{c,k}$ est la valeur caractéristique de la combinaison appropriée des charges de construction.

4.1.4 - Règles de combinaison des actions du vent avec les charges de construction

Dans l'EC2-2 (section 113.2 article 102) il est précisé que pour la vérification de l'état limite ultime d'équilibre statique des ponts construits par encorbellements successifs, il convient de tenir compte du déséquilibre induit par la pression du vent vertical ou horizontal agissant sur l'un des demi-fléaux.

Dans le cas où cette action accompagnatrice est concomitante d'un déséquilibre de poids propre du fléau, on ne prend pas en compte la simultanée des actions maximales (valeur caractéristique du vent, déséquilibre de fléau, charges de chantier caractéristiques), mais on considère un vent d'accompagnement réduit avec un coefficient $\psi_0 = 0,2$. On ne prend pas en considération une situation de déséquilibre avec le vent maximum.

Dans l'Annexe Nationale de la norme EC1-1-6 (clause 3.1(7)) les règles de combinaison des actions du vent avec les charges de construction sont définies comme suit :

- pour les situations d'équilibre (par exemple lorsqu'il y a un même nombre de voussoirs de part et d'autre de la pile pour un ouvrage construit par encorbellements successifs), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des effets du vent, on prend $\Psi_0 = 1,0$ pour les charges de stockage Q_{cb} et les charges d'équipements non permanents Q_{cc} , et une valeur réduite pour les charges de personnels Q_{ca} avec $\Psi_0 = 0,2$;
- pour les situations transitoires de courte durée (par exemple lors du déséquilibre du fléau pour un ouvrage construit par encorbellements successifs ou lors du lancement d'une charpente métallique), il convient d'appliquer les combinaisons de l'annexe A2 avec les précisions suivantes : lorsque l'action dominante est celle des charges de construction, on prend un vent d'accompagnement réduit avec $\Psi_0 = 0,2$.

En conséquence, pour les situations de projet durables et transitoires, on considère deux types de combinaisons ELU :

- le vent caractéristique sans déséquilibre de voussoirs et avec la charge de personnels réduite (coefficient $\Psi_0 = 0,2$ sur la charge Q_{ca}) ;
- le déséquilibre de voussoirs avec le vent réduit (coefficient $\Psi_0 = 0,2$) et avec les charges de construction caractéristiques.

4.2 - ELU combinaisons d'actions en cours d'exécution pour les ponts

Pour les ponts construits par encorbellements successifs en cours de construction, on s'intéresse à la stabilité du fléau sur sa pile. Vis-à-vis de la vérification de l'état limite ultime d'équilibre statique, on considère quatre combinaisons transitoires, qui sont notées A1, A2 A3 et A4 et une combinaison accidentelle, notée B.

4.2.1 - Combinaisons A1 et A2

Les deux premières combinaisons correspondent à des situations transitoires de courte durée avec un déséquilibre de poids propre sous l'effet d'un voussoir. Il y a alors un nombre de voussoirs différent de part et d'autre du fléau.

- Combinaison A1

$$1,35.G_{kj,\text{sup}} + 1,30.G_{kj,\text{inf}} + P_m + 1,35.Q_c + 1,35.\psi_0.Q_{Wk}$$

$G_{kj,\text{sup}}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n voussoirs

$G_{kj,\text{inf}}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n-1 voussoirs

Q_c désigne la combinaison des charges de construction $Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}$

$\psi_0.Q_{Wk}$ désigne l'action du vent d'accompagnement. Puisque l'action dominante est celle des charges de construction, le coefficient ψ_0 est pris égal à 0,2.

Cette combinaison A1 peut aussi s'écrire :

$$1,35.V_n + 1,30.V_{n-1} + P_m + 1,35(Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,35.0,2.Q_{Wk}$$

où V_n désigne le demi-fléau composé de n voussoirs et V_{n-1} désigne le demi-fléau composé de $n-1$ voussoirs.

Généralement, la combinaison prépondérante correspond à un nombre de voussoirs V_n égal au nombre total de voussoirs courants d'un demi-fléau.

- Combinaison A2

$$1,02.G_{kj,sup} + 0,98.G_{kj,inf} + P_m + 1,35.Q_c + 1,5.\psi_0.Q_{Wk}$$

avec la même appellation des actions que pour la combinaison A1.

Cette combinaison peut aussi s'écrire :

$$1,02.V_n + 0,98.V_{n-1} + P_m + 1,35.(Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,5.0,2.Q_{Wk}$$

4.2.2 - Combinaisons A3 et A4

Les deux combinaisons suivantes correspondent à des situations transitoires avec un déséquilibre obtenu par les actions non symétriques du vent et des charges de construction quand il y a le même nombre de voussoirs de part et d'autre du fléau.

- Combinaison A3

$$1,35.G_{kj,sup} + 1,30.G_{kj,inf} + P_m + 1,35.Q_{cR} + 1,35.Q_{Wk}$$

$G_{kj,sup}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n voussoirs

$G_{kj,inf}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n voussoirs

Q_{cR} désigne la combinaison réduite des charges de construction $\psi_0 Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}$, le coefficient ψ_0 pour les charges de personnel est égal à 0,2

Q_{Wk} désigne l'action caractéristique du vent (l'action dominante est due aux effets du vent).

Cette combinaison peut aussi s'écrire :

$$1,35.V_n + 1,30.V_n + P_m + 1,35.(0,2.Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,35.Q_{Wk}$$

où V_n désigne le demi-fléau composé de n voussoirs courants.

Généralement, la combinaison prépondérante correspond à un nombre de voussoirs V_n égal au nombre total de voussoirs d'un demi-fléau.

- Combinaison A4

$$1,02.G_{kj,sup} + 0,98.G_{kj,inf} + P_m + 1,35.Q_{cR} + 1,5.Q_{Wk}$$

avec la même appellation des actions que pour la combinaison A1.

Cette combinaison peut aussi s'écrire :

$$1,02.V_n + 0,98.V_n + P_m + 1,35.(0,2.Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}) + 1,5.Q_{Wk}$$

4.2.3 - Combinaison B

La combinaison suivante correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de déplacement ou à la chute d'un voussoir préfabriqué en cours de fixation. Il y a le même nombre de voussoirs de part et d'autre du fléau au moment de l'accident.

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P_m + A_d + Q_{cR}$$

$G_{kj,sup}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n-1 voussoirs

$G_{kj,inf}$ désigne le poids propre d'un demi-fléau avec n-1 voussoirs

A_d désigne l'action accidentelle (avec un coefficient dynamique de 2).

Q_{cR} désigne la combinaison réduite des charges de construction $\psi_0 \cdot Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc}$, le coefficient ψ_0 pour les charges de personnel est égal à 0,2.

Cette combinaison peut aussi s'écrire :

$$V_{n-1} + V_{n-1} + P_m + A_d + (0,2 \cdot Q_{ca} + Q_{cb} + Q_{cc})$$

4.3 - ELS combinaison caractéristique en cours d'exécution (pour mémoire)

Les vérifications vis-à-vis des Etats Limites de Service en cours de construction sont utiles pour la maîtrise de la fissuration. Pour mémoire la combinaison caractéristique correspondante s'écrit :

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P_m + Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

5 - Exemples d'application

5.1 - Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec une portée principale égale à 75 m

Nous considérons dans cet exemple un pont de hauteur variable construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs coulés en place, avec une travée principale de 75 m de portée et une pile de 30 m de hauteur. La longueur du fléau est de 72,90 m.

Les données générales sont les suivantes :

- Longueur du demi-fléau $l_f = 36,45$ m
- Largeur du tablier $l = 12,30$ m
- Longueur d'un voussoir courant $l_v = 3,57$ m
- Longueur d'un voussoir sur pile $l_{VSP} = 8,64$ m
- Longueur du voussoir de clavage $l_c = 2,10$ m
- Poids de l'entretoise sur pile = 0,54 MN
- Poids d'un équipage mobile = 0,39 MN
- Poids d'un déviateur = 90 kN

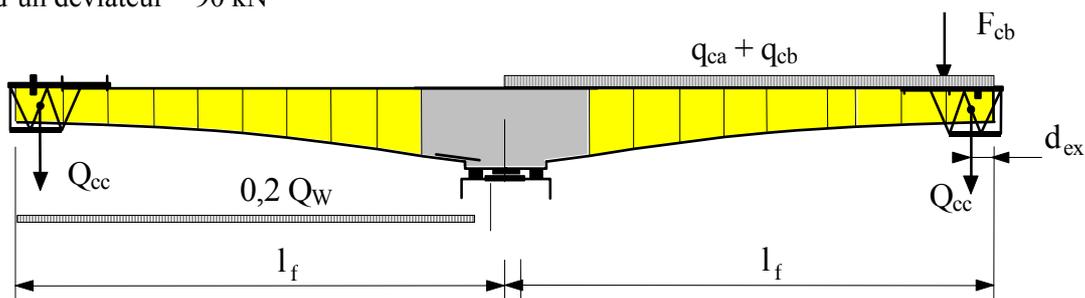


Figure 5-1

Nombre total de voussoirs courants : $n = 9$

Aire de la section dans l'axe du VSP puis à chaque extrémité de voussoir (hauteur variable) :

Section	Abscisse à l'axe (m)	Aire (m ²)
S ₀	0,00	8,334
S _{VSP}	4,32	8,041
S _{V1}	7,89	7,556
S _{V2}	11,46	7,129
S _{V3}	15,03	6,764
S _{V4}	18,60	6,461
S _{V5}	22,17	6,217
S _{V6}	25,74	6,031
S _{V7}	29,31	5,896
S _{V8}	32,88	5,807
S _{V9}	36,45	5,759

Tableau 5-1

5.1.1 - Actions

Poids propre dans le cas d'un déséquilibre sous l'effet d'un voussoir (nombre de voussoirs différent d'un côté par rapport à l'autre) (combinaisons A1 et A2) :

$$G_{k,sup} = 9 \text{ voussoirs} \quad N = 6,489 \text{ MN (incluant entretoise et déviateur)} \quad M = 104,041 \text{ MN.m}$$

$$G_{k,inf} = 8 \text{ voussoirs} \quad N = 5,973 \text{ MN (incluant entretoise et déviateur)} \quad M = -86,150 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N_{\frac{1}{2}VSP} = 884 \text{ kN}$$

$$M_{\frac{1}{2}VSP} = 1,910 \text{ MN.m}$$

$$N_{9V} = 696 + 655 + 620 + 590 + 566 + 547 + 532 + 522 + 516 = 6129 \text{ kN}$$

$$M_{9V} = 4,249 + 6,340 + 8,212 + 9,924 + 11,533 + 13,093 + 14,650 + 16,239 + 17,892 = 104,041 \text{ MN.m}$$

$$N_{8V} = 696 + 655 + 620 + 590 + 566 + 547 + 532 + 522 = 5613 \text{ kN}$$

$$M_{8V} = 4,249 + 6,340 + 8,212 + 9,924 + 11,533 + 13,093 + 14,650 + 16,239 = 86,150 \text{ MN.m}$$

$$N_{\frac{1}{2}entretroise} = 270 \text{ kN}$$

$$N_{déviateur} = 90 \text{ kN}$$

Reste le terme de M induit par le déviateur situé en travée et qui s'équilibre de part et d'autre

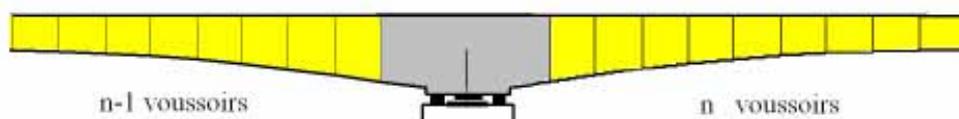


Figure 5-2 - Vent ascendant à gauche

Poids propre dans le cas d'équilibre du fléau (nombre de voussoirs identique de part et d'autre) (combinaisons A3 et A4) :

$$G_{k,sup} = 9 \text{ voussoirs} \quad N = 6,489 \text{ MN} \quad M = 104,041 \text{ MN.m}$$

$$G_{k,inf} = 9 \text{ voussoirs} \quad N = 6,489 \text{ MN} \quad M = -104,041 \text{ MN.m}$$

Poids propre dans le cas d'équilibre du fléau (combinaison B) :

$$G_{k,sup} = 8 \text{ voussoirs} \quad N = 5,973 \text{ MN} \quad M = 86,150 \text{ MN.m}$$

$$G_{k,inf} = 8 \text{ voussoirs} \quad N = 5,973 \text{ MN} \quad M = -86,150 \text{ MN.m}$$

Charges de construction :

$$Q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad N = 448 \text{ kN} \quad M = 8,171 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 36,45 \cdot 12,3 \cdot 1,0 = 448,34 \text{ kN} \quad M = 448,34/1000 \cdot 36,45 / 2 = 8,171 \text{ MN.m}$$

$$Q_{cb} = 0,2 \text{ kN/m}^2 \quad N = 90 \text{ kN} \quad M = 1,634 \text{ MN.m}$$

$$F_{cb} = 100 \text{ kN} \quad N = 100 \text{ kN} \quad M = 3,288 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 100 \text{ kN} \quad M = 100/1000 \cdot (36,45 - 3,57) = 3,288 \text{ MN.m}$$

$$Q_{cc} = 390 \text{ kN} \quad N = 390 \text{ kN} \quad M = 13,519 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 390 \text{ kN} \quad M = 390/1000 \cdot (36,45 - 3,57/2) = 13,519 \text{ MN.m}$$

Vent, valeur caractéristique :

$$Q_{w,k} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad N = -448 \text{ kN} \quad M = 8,171 \text{ MN.m}$$

Action accidentelle, chute d'un équipage mobile :

$$Ad = -2,390 \text{ kN (coefficient dynamique de 2)} \quad N = -390 \text{ kN} \quad M = 13,519 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 390 - 2.390 = -390 \text{ kN} \quad M = |-390 / 1000| \cdot (36,45 - 3,57/2) = 13,519 \text{ MN.m}$$

5.1.2 - Combinaisons

Nombre de voussoirs différent

$$\text{Combinaison A1} \quad \boxed{1,35G_{kj,sup} + 1,30G_{kj,inf} + 1,35Q_c + 1,35 \cdot 0,2Q_{wk}}$$

$$N_{A1} = 1,35 \cdot 6,489 + 1,30 \cdot 5,973 + 1,35(448+90+100+390+390) / 1000 + 1,35 \cdot 0,2 \cdot (-448) / 1000$$

$$N_{A1} = 18,318 \text{ MN}$$

$$M_{A1} = 1,35 \cdot 104,041 + 1,30 \cdot (-86,150) + 1,35 \cdot (8,171 + 1,634 + 3,288 + 13,519 - 13,519) + 1,35 \cdot 0,2 \cdot (8,171)$$

$$M_{A1} = 48,343 \text{ MN.m}$$

Combinaison A2 $1,02G_{kj,sup} + 0,98G_{kj,inf} + 1,35Q_c + 1,5.0,2Q_{Wk}$

$$N_{A2} = 1,02.6,489 + 0,98.5,973 + 1,35(448+90+100+390+390)/1000 + 1,5.0,2.(-448)/1000$$

$$N_{A2} = 14,251 \text{ MN}$$

$$M_{A2} = 1,02.104,041 + 0,98.(-86,15) + 1,35(8,171+1,634+3,288+13,519-13,519) + 1,5.0,2.(8,171)$$

$$M_{A2} = 41,823 \text{ MN.m}$$

Nombre de voussoirs identique

Combinaison A3 $1,35G_{kj,sup} + 1,30G_{kj,inf} + 1,35Q_{cR} + 1,35Q_{Wk}$

$$N_{A3} = 1,35.6,489 + 1,30.6,489 + 1,35.(0,2.448+90+100+390+390)/1000 + 1,35.(-448)/1000$$

$$N_{A3} = 18,020 \text{ MN}$$

$$M_{A3} = 1,35.104,041 + 1,30.(-104,041) + 1,35(0,2.8,171+1,634+3,288+13,519-13,519) + 1,35.(8,171)$$

$$M_{A3} = 25,083 \text{ MN.m}$$

Combinaison A4 $1,02G_{kj,sup} + 0,98G_{kj,inf} + 1,35Q_{cR} + 1,5Q_{Wk}$

$$N_{A4} = 1,02.6,489 + 0,98.6,489 + 1,35(0,2.448+90+100+390+390)/1000 + 1,5.(-448)/1000$$

$$N_{A4} = 13,736 \text{ MN}$$

$$M_{A4} = 1,02.104,041 + 0,98.(-104,041) + 1,35(0,2.8,171+1,634+3,288+13,519-13,519) + 1,5.(8,171)$$

$$M_{A4} = 25,269 \text{ MN.m}$$

Combinaison B $G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + A_d + Q_{cR}$

n-1 voussoirs de deux côtés

$$N_B = 5,973 + 5,973 - 390/1000 + (0,2.448+90+100+390)/1000$$

$$N_B = 12,225 \text{ MN}$$

$$M_B = 86,150 - 86,150 + 13,519 + (0,2.8,171+1,634+3,288+13,519)$$

$$M_B = 33,594 \text{ MN.m}$$

Récapitulatif

Combinaison	N (MN)	M (MN. m)
A1	18,32	48,34
A2	14,25	41,82
A3	18,02	25,08
A4	13,74	25,27
B	12,23	33,59

Tableau 5-2

5.1.3 - Dimensionnement des câbles de clouage

Données

Câbles de clouage $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ $f_{peg} = 1680 \text{ MPa}$

Tension dans les câbles de clouage

$$\text{mise en tension} = 0,7 \cdot f_{prg} \quad \text{pertes} = 20\%$$

$$\text{contrainte utile } \sigma_{ut} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1860 = 1042 \text{ MPa}$$

$$\text{tension utile} = 0,156 \text{ MN par toron T15S (150 mm}^2 \text{ de section)}$$

Entraxe des cales provisoires $e = 3,00 \text{ m}$

Entraxe des câbles de clouage $e_c = 4,00 \text{ m}$

Calculs ELU, la tension maximum dans les câbles ne doit pas dépasser $\frac{f_{peg}}{\gamma_s}$

avec $\gamma_s = 1,15$ en fondamental

et $\gamma_s = 1,00$ en accidentel

Section par file de câbles

$$n.s = \left(M - \frac{N \cdot e}{2} \right) \frac{d}{K} \quad (\text{voir } \S 5.5.1.2 \text{ du guide SETRA Ponts construits par encorbellements successifs})$$

n : nombre de câbles de clouage

s : section d'un câble de clouage

$$\text{avec } d = \frac{e_c + e}{2} = \frac{4 + 3}{2} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{et } K = \sigma_{ut} (2d - e)(e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_s} [d^2 + (d - e)^2]$$

K pour combinaisons de type A

$$K = 1042(2 \cdot 3,5 - 3,0)(3,0 - 3,5) + \frac{1680}{1,15} [3,5^2 + (3,5 - 3,0)^2] = 16177$$

$$\text{combinaison A1} \quad n.s = \left(48,34 - \frac{18,32 \cdot 3,0}{2} \right) \frac{3,5}{16177} = 0,004513 \text{ m}^2 = 4513 \text{ mm}^2 \quad \text{soit } 2 \times 16 \text{ T15s}$$

$$\text{combinaison A2} \quad n.s = \left(41,82 - \frac{14,25 \cdot 3,0}{2} \right) \frac{3,5}{16177} = 0,004423 \text{ m}^2 = 4423 \text{ mm}^2 \quad \text{soit } 2 \times 15 \text{ T15s}$$

K pour combinaison de type B

$$K = 1042(2 \times 3,5 - 3,0)(3,0 - 3,5) + \frac{1680}{1,00} [3,5^2 + (3,5 - 3,0)^2] = 18916$$

combinaison B
$$n.s = \left(33,59 - \frac{12,23 \times 3,0}{2} \right) \frac{3,5}{18916} = 0,002821 m^2 = 2821 mm^2 \quad \text{soit } 2 \times 10T15s$$

Précontrainte de clouage adoptée

2 câbles 19T15S par file, soit 5700 mm².

5.2 - Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec une portée principale égale à 125 m

Nous considérons dans cet exemple un pont de hauteur variable construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs coulés en place avec une travée principale de 125 m de portée et une pile de 60 m de hauteur. La longueur du fléau est de 123 m.

Les données générales sont les suivantes :

- Longueur du demi-fléau $l_f = 61,50$ m
- Largeur du tablier $l = 19,70$ m
- Longueur d'un voussoir courant $l_v = 2,85$ m
- Longueur d'un voussoir sur pile $l_{vSP} = 9,00$ m
- Longueur du voussoir de clavage $l_c = 2,00$ m
- Poids de l'entretoise sur pile = 0,72 MN
- Poids d'un équipage = 0,70 MN
- Poids d'un déviateur = 130 kN

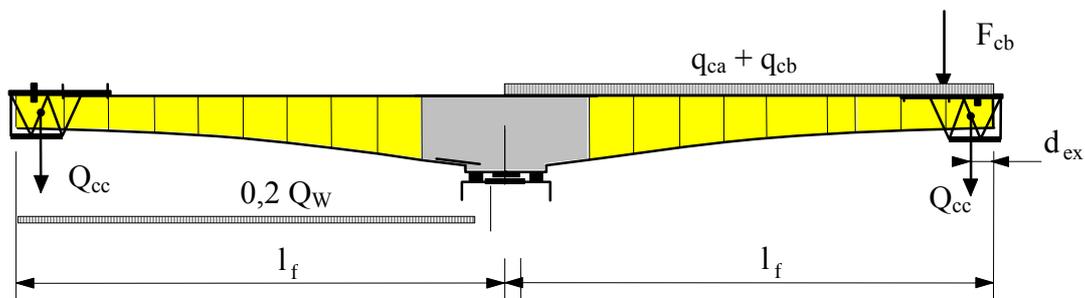


Figure 5-3

Nombre total de voussoirs courants : $n = 20$

Aire de la section dans l'axe du VSP puis à chaque extrémité de voussoir (hauteur variable) :

Section	Abscisse à l'axe (m)	Aire (m ²)
S ₀	0,00	20,704
S _{VSP}	4,50	20,704
S _{V1}	7,35	20,125
S _{V2}	10,20	19,563
S _{V3}	13,05	19,021
S _{V4}	15,90	18,501
S _{V5}	18,75	18,003
S _{V6}	21,60	17,529
S _{V7}	24,45	17,081
S _{V8}	27,30	16,660
S _{V9}	30,15	16,267
S _{V10}	33,00	15,903
S _{V11}	35,85	15,570
S _{V12}	38,70	15,268
S _{V13}	41,55	14,998
S _{V14}	44,40	14,761
S _{V15}	47,25	14,557
S _{V16}	50,10	14,387
S _{V17}	52,95	14,252
S _{V18}	55,80	14,151
S _{V19}	58,65	14,086
S _{V20}	61,50	14,056

Tableau 5-3

5.2.1 - Actions

Poids propre dans le cas d'un déséquilibre sous l'effet d'un voussoir (combinaisons A1 et A2) :

$$G_{k,sup} = 20 \text{ voussoirs} \quad N = 26,194 \text{ MN} \quad M = 730,844 \text{ MN.m} \quad (\text{incluant entretoise et déviateur})$$

$$G_{k,inf} = 19 \text{ voussoirs} \quad N = 25,191 \text{ MN} \quad M = -670,615 \text{ MN.m} \quad (\text{incluant entretoise et déviateur})$$

avec :

$$N_{\frac{1}{2}VSP} = 2,329 \text{ MN}$$

$$M_{\frac{1}{2}VSP} = 5,241 \text{ MN.m}$$

$$N_{20V} = 1,455 + 1,414 + 1,375 + 1,337 + 1,300 + 1,266 + 1,233 + 1202 + 1,173 + 1,146 \\ + 1,121 + 1,099 + 1,078 + 1,060 + 1,044 + 1,031 + 1,020 + 1,012 + 1,006 + 1,003 = 25,704 \text{ MN}$$

$$M_{20V} = 8,618 + 12,407 + 15,979 + 19,349 + 22,530 + 25,538 + 28,389 + 31,102 + 33,695 + 36,187 \\ + 38,598 + 40,950 + 43,264 + 45,561 + 47,862 + 50,190 + 52,569 + 55,020 + 57,565 \\ + 60,229 = 725,603 \text{ MN.m}$$

$$N_{19V} = 1,455 + 1,414 + 1,375 + 1,337 + 1,300 + 1,266 + 1,233 + 1202 + 1,173 + 1,146 \\ + 1,121 + 1,099 + 1,078 + 1,060 + 1,044 + 1,031 + 1,020 + 1,012 + 1,006 = 24,701 \text{ MN}$$

$$M_{19V} = 8,618 + 12,407 + 15,979 + 19,349 + 22,530 + 25,538 + 28,389 + 31,102 + 33,695 + 36,187$$

$$+ 38,598 + 40,950 + 43,264 + 45,561 + 47,862 + 50,190 + 52,569 + 55,020 + 57,565$$

$$= 665,374 \text{ MN.m}$$

$$N_{\frac{1}{2}\text{entretoise}} = 360 \text{ kN}$$

$$N_{\text{déviateur}} = 130 \text{ kN}$$

Il reste le terme de M induit par le déviateur situé en travée (qui s'équilibre de part et d'autre ...).

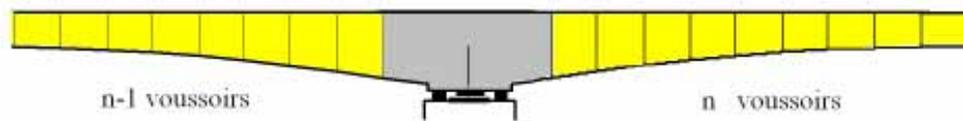


Figure 5-4 (vent ascendant à gauche)

Poids propre dans le cas d'équilibre du fléau (nombre de voussoirs identique de part et d'autre) (combinaisons A3 et A4) :

$$G_{k,\text{sup}} = 20 \text{ voussoirs} \quad N = 26,194 \text{ MN} \quad M = 730,844 \text{ MN.m}$$

$$G_{k,\text{inf}} = 20 \text{ voussoirs} \quad N = 26,194 \text{ MN} \quad M = -730,844 \text{ MN.m}$$

Poids propre dans le cas d'équilibre du fléau (combinaison B) :

$$G_{k,\text{sup}} = 19 \text{ voussoirs} \quad N = 25,191 \text{ MN} \quad M = 670,615 \text{ MN.m}$$

$$G_{k,\text{inf}} = 19 \text{ voussoirs} \quad N = 25,191 \text{ MN} \quad M = -670,615 \text{ MN.m}$$

Charges de construction :

$$Q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad N = 1,212 \text{ MN} \quad M = 37,255 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 61,5 \cdot 19,7 \cdot 1,0 / 1000 = 1,212 \text{ MN} \quad M = 1,212 \cdot 61,5 / 2 = 37,255 \text{ MN.m}$$

$$Q_{cb} = 0,2 \text{ kN/m}^2 \quad N = 242 \text{ kN} \quad M = 7,451 \text{ MN.m}$$

$$F_{cb} = 100 \text{ kN} \quad N = 100 \text{ kN} \quad M = 5,865 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 100 \text{ kN} \quad M = 100/1000 \cdot (61,5 - 2,85) = 5,865 \text{ MN.m}$$

$$Q_{cc} = 700 \text{ kN} \quad N = 700 \text{ kN} \quad M = 42,053 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 700 \text{ kN} \quad M = 700/1000 \cdot (61,5 - 2,85/2) = 42,053 \text{ MN.m}$$

Vent, valeur caractéristique :

$$Q_{w,k} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad N = -1,212 \text{ kN} \quad M = 37,255 \text{ MN.m}$$

Action accidentelle, chute d'un équipage mobile :

$$Ad = -2 \cdot 700 \text{ kN (coefficient dynamique de 2)} \quad N = -700 \text{ kN} \quad M = 42,053 \text{ MN.m}$$

avec :

$$N = 700 - 2 \cdot 700 = -700 \text{ kN} \quad M = |-700/1000| \cdot (61,5 - 2,85/2) = 42,053 \text{ MN.m}$$

5.2.2 - Combinaisons

Nombre de voussoirs différent

$$\text{Combinaison A1} \quad \boxed{1,35G_{kj,sup} + 1,30G_{kj,inf} + 1,35Q_c + 1,35 \cdot 0,2Q_{Wk}}$$

$$N_{A1} = 1,35 \cdot 26,194 + 1,30 \cdot 25,191 + 1,35(1 \cdot 212 + 242 + 100 + 700 + 700)/1000 + 1,35 \cdot 0,2 \cdot (-1,212)$$

$$N_{A1} = 71,771 \text{ MN}$$

$$M_{A1} = 1,35 \cdot 730,844 + 1,30 \cdot (-670,615) + 1,35 \cdot (37,255 + 7,451 + 5,865 + 42,053 - 42,053) + 1,35 \cdot 0,2 \cdot (37,255)$$

$$M_{A1} = 193,170 \text{ MN.m}$$

$$\text{Combinaison A2} \quad \boxed{1,02G_{kj,sup} + 0,98G_{kj,inf} + 1,35Q_c + 1,5 \cdot 0,2Q_{Wk}}$$

$$N_{A2} = 1,02 \cdot 26,194 + 0,98 \cdot 25,191 + 1,35 \cdot (1 \cdot 212 + 242 + 100 + 700 + 700)/1000 + 1,5 \cdot 0,2 \cdot (-1,212)$$

$$N_{A2} = 55,029 \text{ MN}$$

$$M_{A2} = 1,02 \cdot 730,844 + 0,98 \cdot (-670,615) + 1,35 \cdot (37,255 + 7,451 + 5,865 + 42,053 - 42,053) + 1,5 \cdot 0,2 \cdot (37,255)$$

$$M_{A2} = 167,706 \text{ MN.m}$$

Nombre de voussoirs identique

$$\text{Combinaison A3} \quad \boxed{1,35G_{kj,sup} + 1,30G_{kj,inf} + 1,35Q_{cR} + 1,35Q_{Wk}}$$

$$N_{A3} = 1,35 \cdot 26,194 + 1,30 \cdot 26,194 + 1,35(0,2 \cdot 1,212 + 242 + 100 + 700 + 700)/1000 + 1,35 \cdot (-1,212)$$

$$N_{A3} = 70,457 \text{ MN}$$

$$M_{A3} = 1,35 \cdot 730,844 + 1,30 \cdot (-730,844) + 1,35(0,2 \cdot 37,255 + 7,451 + 5,865 + 42,053 - 42,053) + 1,35 \cdot (37,255)$$

$$M_{A3} = 114,872 \text{ MN.m}$$

$$\text{Combinaison A4} \quad \boxed{1,02G_{kj,sup} + 0,98G_{kj,inf} + 1,35Q_{cR} + 1,5Q_{Wk}}$$

$$N_{A4} = 1,02 \cdot 26,194 + 0,98 \cdot 26,194 + 1,35(0,2 \cdot 1,212 + 242 + 100 + 700 + 700)/1000 + 1,5 \cdot (-1,212)$$

$$N_{A4} = 53,249 \text{ MN}$$

$$M_{A4} = 1,02 \cdot 730,844 + 0,98 \cdot (-730,844) + 1,35(0,2 \cdot 37,255 + 7,451 + 5,865 + 42,053 - 42,053) + 1,5 \cdot (37,255)$$

$$M_{A4} = 113,152 \text{ MN.m}$$

Combinaison B

$$G_{kj,\text{sup}} + G_{kj,\text{inf}} + A_d + Q_{cR}$$

n-1 voussoirs de deux côtés

$$N_B = 25,191 + 25,191 - 700/1000 + (0,2 \cdot 1,212 + 242 + 100 + 700)/1000$$

$$N_B = 50,967 \text{ MN}$$

$$M_B = 670,615 - 670,615 + 42,053 + (0,2 \cdot 37,255 + 7,451 + 5,865 + 42,053)$$

$$M_B = 104,873 \text{ MN.m}$$

Récapitulatif

Combinaison	N (MN)	M (MN×m)
A1	71,77	193,17
A2	55,03	167,71
A3	70,46	114,87
A4	53,25	113,15
B	50,97	104,87

Tableau 5-4

5.2.3 - Dimensionnement des câbles de clouage

Données

Câbles de clouage $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$ $f_{\text{peg}} = 1680 \text{ MPa}$

Tension dans les câbles de clouage

$$\text{mise en tension} = 0,7 \cdot f_{\text{prg}} \quad \text{pertes} = 20\%$$

$$\text{contrainte utile } \sigma_{\text{ut}} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1860 = 1042 \text{ MPa}$$

$$\text{tension utile} = 0,156 \text{ MN par toron T15S}$$

Entraxe des cales provisoires $e = 4,40 \text{ m}$

Entraxe des câbles de clouage $e_c = 5,20 \text{ m}$

Calculs ELU, la tension maximum dans les câbles ne doit pas dépasser $\frac{f_{\text{peg}}}{\gamma_s}$

avec $\gamma_s = 1,15$ en fondamental

et $\gamma_s = 1,00$ en accidentel

Section par file de câbles

$$n.s = \left(M - \frac{N \cdot e}{2} \right) \frac{d}{K}$$

$$\text{avec } d = \frac{e_c + e}{2} = \frac{5,2 + 4,4}{2} = 4,8 \text{ m}$$

$$\text{et } K = \sigma_{ut} (2d - e)(e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_s} [d^2 + (d - e)^2]$$

K pour combinaisons de type A

$$K = 1042(2.4,8 - 4,4)(4,4 - 4,8) + \frac{1680}{1,15} [4,8^2 + (4,8 - 4,4)^2] = 31725$$

$$\text{combinaison A1} \quad n.s = \left(193,17 - \frac{71,77.4,4}{2} \right) \frac{4,8}{31725} = 0,005337m^2 = 5337mm^2 \quad \text{soit } 2 \times 18T15s$$

$$\text{combinaison A2} \quad n.s = \left(167,71 - \frac{55,03.4,4}{2} \right) \frac{4,8}{31725} = 0,007057m^2 = 7057mm^2 \quad \text{soit } 2 \times 24T15s$$

K pour combinaison de type B

$$K = 1042(2.4,8 - 4,4)(4,4 - 4,8) + \frac{1680}{1,00} [4,8^2 + (4,8 - 4,4)^2] = 36809$$

$$\text{combinaison B} \quad n.s = \left(104,87 - \frac{50,97.4,4}{2} \right) \frac{4,8}{36809} = -0,000946m^2 = -946mm^2 \quad \text{soit aucun câble.}$$

Précontrainte de clouage

3 câbles 19T15s par file soit 8550 mm² ou 2 câbles 24T15S

Note : lorsque la vérification de l'équilibre statique fait intervenir la résistance d'éléments structuraux, les combinaisons A1, A3 d'une part et A2, A4 d'autre part doivent être toutes prises en compte (cf. EC0 A2 Tableau A24(A) (NA) Note 2) et ceci, quelques soient les valeurs des coefficients $\gamma_{G,inf}$, $\gamma_{G,sup}$. On retiendra la situation la plus défavorable de ces combinaisons.

On constate sur les deux exemples d'application ci-dessus que la combinaison déterminante est la combinaison A1 pour le premier exemple et la combinaison A2 pour le deuxième exemple. Ces deux combinaisons représentent des situations de déséquilibre de fléau comportant des éléments résistants, avec pour la première combinaison (A1) la prise en compte de la règle simplificatrice qui associe les états limites d'Equilibre (EQU) et Structurels (STR/GEO), et pour la deuxième combinaison (A2) la prise en compte des états limites d'Equilibre (EQU) uniquement. Les combinaisons A3 et A4 représentant des situations d'équilibre de fléau (même nombre de voussoirs de part et d'autre) ne sont pas prépondérantes.

Si l'on compare les deux exemples d'application ci-dessus, on s'aperçoit que les efforts prépondérants sont obtenus dans les deux cas pour les combinaisons A1 et A2 avec des écarts sur les valeurs de N et M dans un rapport de un à quatre pour l'exemple 1 par rapport à l'exemple 2. Cette différence est liée à la dimension des fléaux et à la largeur du tablier. Toutefois, pour le dimensionnement des câbles de clouage, les différences obtenues sont plus faibles, avec des écarts dans un rapport de un à un et demi. Cette différence est due au fait que l'entraxe des câbles de clouage et des cales provisoires est plus petit dans l'exemple 1 comparativement à l'exemple 2.

En conséquence, le dimensionnement des organes mis en place pour assurer l'équilibre statique du fléau est lié aux dispositifs de stabilisation prévus au stade du projet, au dimensionnement de l'ouvrage et au choix de la géométrie de la pile et du voussoir sur pile.

Chapitre 7

Combinaisons d'actions



1 - Généralités

La norme NF EN 1990 "Bases de calcul des structures" décrit les bases de calculs selon les Etats Limites pour le dimensionnement des structures. Le document NF EN 1990/A1 constitue l'amendement numéro 1 à la norme NF EN 1990. Il regroupe les spécifications particulières aux ponts routiers, aux passerelles et aux ponts ferroviaires. Les deux normes NF EN 1990 et 1990/A1 comportent des annexes nationales. Les règles et les méthodes adoptées pour l'établissement de ces combinaisons d'actions sont définies dans ces documents. En particulier, l'annexe A2 de l'EN1990/A1 détermine les coefficients de combinaisons pour les ouvrages d'art.

Le présent chapitre se contente de rappeler la définition des principales combinaisons les plus utilisées pour les ponts.

Les valeurs de calcul des actions s'obtiennent par combinaisons en fonction des situations de projet à examiner qui sont principalement de trois sortes :

- situation de projet durable : principalement, l'ouvrage à sa mise en service et en fin de durée d'utilisation,
- situation de projet transitoire : par exemple, l'ouvrage en cours d'exécution ou de réparation,
- situation de projet accidentelle : principalement l'ouvrage soumis à un choc,
- situation de projet sismique

Ce chapitre présente en particulier :

- le détail des valeurs caractéristiques pour les combinaisons STR-GEO avec la liste des coefficients applicables dans chaque situation, les groupes de charges d'exploitation " gr_i ", l'application des charges aux remblais s'il y a lieu, et la prise en compte ou non des coefficients dynamiques, etc,
- les combinaisons génériques aux états limites de service et aux états limites ultimes pour les approches EQU(ensemble A pour les calculs d'équilibre), STR-GEO (ensemble B pour les calculs de RDM et C pour les calculs géotechniques); les combinaisons appliquées STR-GEO de l'ensemble B pour les calculs courants. Ce chapitre ne traite donc pas tout ce qui a trait à l'équilibre (pont construit par encorbellement, console mince soumise à des problèmes d'instabilités, ...), ni de structures particulières (ponts à haubans,...),
- un récapitulatif simplifié des combinaisons STR-GEO,
- le cas spécifique des soutènements.

2 - Valeurs caractéristiques des actions et groupes d'actions pour les ponts routes et les passerelles

2.1 - Principes de valeurs représentatives des actions

2.1.1 - Notation

Les notations [x, y] ou encore (x, y) correspondent à des enveloppes des effets x et y.

Le symbole \oplus correspond à la combinaison de deux effets.

2.1.2 - Actions permanentes

Une action permanente est représentée par sa valeur caractéristique G_k (éventuellement par $G_{k\text{inf}}$ et $G_{k\text{sup}}$ si sa variabilité l'impose).

Pour un effet donné et n charges permanentes appliquées, G se présentera sous la forme d'une somme « généralisée » de n enveloppes :

$$G_k = \bigoplus_{j=1}^n (G_{k,\text{sup},j}, G_{k,\text{inf},j})$$

2.1.3 - Actions variables

Les valeurs représentatives des actions variables sont obtenues à partir de la valeur caractéristique F_k et des coefficients ψ par :

$\psi_0.F_k$	valeur de combinaison d'une action d'accompagnement
$\psi_1.F_k$	valeur fréquente d'une action de base
$\psi_2.F_k$	valeur quasi-permanente d'une action

Les coefficients ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 pour les ponts routiers sont donnés par le tableau A2.1 NA de l'annexe à l'annexe A2 de l'EC0/A1 et sont décrits dans les paragraphes suivants.

2.2 - Spécifications de l'Eurocode sur les combinaisons globales pour les ponts routiers et passerelles

L'Eurocode 0/A1 complété par l'annexe nationale spécifie :

Clause A2.2.1 Aucune combinaison supplémentaire faisant intervenir des actions qui sont en dehors du domaine d'application de l'EN 1991 n'est prévue par l'Annexe Nationale.

Ponts routiers

Clause A2.2.2 (1) L'Annexe Nationale ne prévoit pas de combinaisons d'actions non fréquentes.

Clause A2.2.2 (2) : Il n'est pas nécessaire de combiner le Modèle de charge 2 (ou le groupe de charges associé gr1b) ni la charge concentrée Q_{fvk} (voir 5.3.2.2 dans l'EN 1991-2) sur les passerelles avec aucune autre action variable non liée au trafic.

Clause A2.2.2 (3) Il n'est pas nécessaire de combiner les charges de neige ni les actions du vent avec :

- les forces de freinage ou d'accélération, ou les forces centrifuges, ou le groupe de charge associé gr_2 ,
- les charges sur les trottoirs et les pistes cyclables ou le groupe de charges associé gr_3 ,
- la charge de foule (Modèle de charge 4) ou le groupe de charges associé gr_4 .

Note : Les règles de combinaison des véhicules spéciaux (voir l'Annexe A informative de l'EN 1991-2) avec le trafic normal (couvert par LM1 et LM2) et d'autres actions variables peuvent être mentionnées en tant que de besoin dans l'Annexe nationale, ou convenues pour le projet individuel.

AN : Les règles de combinaison des véhicules spéciaux avec le trafic normal sont définies dans le «guide pour la prise en compte des véhicules spéciaux sur les ponts routiers» joint en annexe à l'Annexe Nationale de l'EN 1991-2.

Clause A2.2.2 (4) Il n'est pas nécessaire de combiner les charges de neige avec les Modèles de charge 1 et 2 ou les groupes de charges associés gr_{1a} et gr_{1b} , sauf spécification différente pour des zones géographiques particulières.

Note : Les zones géographiques où les charges de neige peuvent avoir à être combinées avec les groupes de charges gr_{1a} et gr_{1b} peuvent être spécifiées dans l'Annexe nationale.

AN : La nécessité de cumuler les charges de neige avec les modèles de charges 1 et 2 ou les groupes de charges associés gr_{1a} et gr_{1b} doit être spécifiée dans les projets individuels. En général dans les zones non montagneuses, il n'y a pas lieu de cumuler les charges de neige et les modèles de charges 1 et 2. Pour les ponts couverts, il y a lieu de prendre en compte le cumul de charges de neige et de modèle de charge 1 et 2.

Clause A2.2.2 (5) Il n'y a pas lieu de combiner d'action de vent supérieure à la plus petite des deux valeurs et $\psi_0 F_{wk}$ avec le Modèle de charge 1 ou le groupe de charges associé gr_{1a} .

Note : Pour les actions du vent, voir l'EN 1991-1-4.

AN : Conformément à la clause 8.1(4) de l'Annexe Nationale française à la norme NF EN 1991-1-4, il n'est pas admis de limiter à F_{w*} la valeur de combinaison $\psi_0 F_{wk}$ de l'action du vent sur les ponts et les véhicules. Lorsque le vent est pris comme action d'accompagnement d'une charge de trafic dans une combinaison d'action, la force due au vent $\psi_0 F_{wk}$ est calculée sur la hauteur du tablier et des véhicules conformément à l'article 8.3.1.5(a) de la NF EN 1991-1-4. Lorsque le vent est pris comme action principale pour les ponts routiers, F_{wk} est calculée sur la hauteur du tablier sans trafic.

Clause A2.2.2 (6) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte simultanément les actions du vent et les actions thermiques sauf spécification différente en raison de conditions climatiques locales.

Note : En fonction des conditions climatiques locales, une règle différente pour la simultanéité des actions du vent et de la température peut être définie dans l'Annexe nationale ou pour le projet individuel.

AN : La combinaison d'actions thermiques et d'actions dues au vent peut en général être ignorée en France. Dans des cas particuliers où cela serait utile, la combinaison d'action due au vent et d'action thermique peut être définie dans le projet individuel.

Passerelles

Clause A2.2.3 (1) Il n'est pas nécessaire de combiner la charge concentrée $Q_{f,wk}$ avec d'autres actions variables qui ne soient pas dues au trafic.

Clause A2.2.3 (2) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte simultanément les actions du vent et les actions thermiques sauf spécification différente en fonction des conditions climatiques locales.

Note : En fonction des conditions climatiques locales une règle différente pour la simultanéité des actions du vent et des actions thermiques peut être définie dans l'Annexe nationale ou pour le projet individuel.

AN : La combinaison d'actions thermiques et d'actions dues au vent peut en général être ignorée en France. Dans des cas particuliers où cela serait utile, la combinaison d'action due au vent et d'action thermique peut être définie dans le projet individuel.

Clause A2.2.3 (3) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte simultanément les charges de neige et les groupes de charges gr1 et gr2 pour les passerelles sauf spécification différente pour des zones géographiques particulières et pour certains types de passerelles.

Note : L'Annexe nationale peut spécifier les zones géographiques et les types de passerelles pour lesquels il peut y avoir lieu de combiner les charges de neige avec les groupes de charges gr1 et gr2.

AN : La nécessité de cumuler les charges de neige avec les groupes de charges gr1 et gr2 doit être spécifiée dans le projet individuel. En général, dans les zones non montagneuses, il n'y a pas lieu de cumuler les charges de neige et les groupes de charges gr1 et gr2. Pour les passerelles couvertes, il y a lieu de prendre en compte le cumul de charges de neige et de modèle de charge 1 et 2.

Clause A2.2.3 (4) Il y a lieu de définir des combinaisons particulières d'actions pour les passerelles où le trafic des piétons et des cyclistes est totalement protégé de tout type de mauvais temps.

Note : De telles combinaisons peuvent être fixées dans l'Annexe nationale ou définies pour le projet individuel. Sont recommandées des combinaisons d'actions analogues à celles pour les bâtiments (voir l'Annexe A1), en remplaçant les charges d'exploitation par le groupe de charges correspondant et en prenant des coefficients ρ relatifs au trafic en accord avec le tableau A2.2.

AN : Les combinaisons spécifiques d'actions pour les passerelles piétonnes sur lesquelles le trafic piétonnier et cycliste est totalement protégé de tout type d'intempérie doivent être définies dans le projet individuel.

2.3 - Actions permanentes

La liste des actions permanentes considérées (voir chapitre 2) dans les combinaisons est prise en compte selon les modalités suivantes :

- charges permanentes sans caractère particulier G,
- précontrainte P (EC2-1-1, 5.10.9 (ELS et ELU de fatigue), 5.10.8 et 2.4.2.2 (ELU)),
- eau G_w (annexe nationale NF P 06-100-2 NA1, A1.3.1),
- actions des remblais G,
- tassements verticaux et déplacements d'appuis imposés (EC0, A2, A2.2.1 (13) a (17)) ; les différentes valeurs représentatives d'une action de tassement, notées $\rho \cdot TA_k$, sont données par :

	$\rho_{0,TA}$	$\rho_{1,TA}$	$\rho_{2,TA}$	Réf.
Tassements probables T_p	1,00	1,00	1,00	Sétra
Tassements aléatoires T_a	1,00	0,00	0,00	
Déplacements imposés	1,00	1,00	1,00	

Tableau 2-1

- à partir de leurs valeurs caractéristiques, on définit ainsi les valeurs représentatives (de combinaisons, fréquentes ou quasi permanentes) des tassements probables par $\overline{\rho_{TP}} \cdot G_{TP} = \rho_{i,TP} G_{TP}$, des tassements aléatoires par $\overline{\rho_{TA}} \cdot G_{TA} = \rho_{i,TA} G_{TA}$ et des déplacements imposés d'appuis par $\overline{\rho_{TI}} \cdot G_{TI} = \rho_{i,TI} G_{TI}$,
- déplacements latéraux et axiaux du sol sur les fondations profondes : les effets de déplacements du sol sur les fondations profondes, notés G_s , ne sont pas précisés ici.

2.4 - Actions variables climatiques

Actions thermiques (EC1-1-5)

Chaque action thermique est définie à partir d'une variation thermique uniforme ΔT_N et d'un gradient thermique ΔT_M et peut comprendre une partie rapidement variable et une partie lentement variable. La valeur caractéristique d'une action thermique est définie par EC1-1-5, §6.1.5 :

$$T_k = ((\Delta T_N \oplus 0,75 \cdot \Delta T_M), (0,35 \cdot \Delta T_N \oplus \Delta T_M), 0)$$

Les différentes valeurs représentatives d'une action thermique, notées $\psi \cdot T_k$, sont données par :

$\Psi_{0,T}$	$\Psi_{1,T}$	$\Psi_{2,T}$	Réf.
0,60	0,60	0,50	(AN) EC0, A2, A2.2.6

Tableau 2-2

Action du vent

Pour l'action du vent, notée F_{wk} , les différentes valeurs représentatives sont définies par :

	$\Psi_{0,FW}$	$\Psi_{1,FW}$	$\Psi_{2,FW}$	Réf.
Exploitation (ponts routiers)	0,60	0,20	0,00	(AN) EC0, A2, A2.2.6, tableau A2.1(NA)
Exploitation (passerelles)	0,30	0,20	0,00	EC0, A2, A2.2.6, tableau A2.2
Exécution	0,80*	-	0,00	(AN) EC0, A2, A2.2.6, tableau A2.1(NA)

Tableau 2-3

*D'autres coefficients peuvent être pris en compte dans certaines configurations (voir Chapitre 6).

Au projet individuel, on peut préciser les règles de combinaison du vent avec les autres actions en cours d'exécution.

Action de la neige

L'action de la neige, notée Q_{snk} , n'est généralement pas prépondérante pour les ponts routiers et encore moins pour les ponts de faibles portées, sauf par exemple en montagne où des règles spécifiques s'appliquent.

	$\Psi_{0,Sn}$	$\Psi_{1,Sn}$	$\Psi_{2,Sn}$	Réf.
Exploitation (>1000m)	0,70	0,50	0,20	(AN) EC0, A2, A2.2.6
Exploitation (<1000m)	0,50	0,20	0,00	et AN EC1-1-3
Exécution	0,80	-	0,00	(AN) EC0, A2, A2.2.6

Tableau 2-4

2.5 - Groupe d'actions variables d'exploitation

Conformément à l'EC1-2, les charges de trafic sont réparties par groupes « à composantes multiples » considérés comme constituant une action unique. Le découpage adopté ci-après reprend les groupes prédéfinis et, par commodité, en ajoute certains autres.

2.5.1 - Groupes d'actions variables d'exploitation des ponts routiers

Groupe gr1a

Le groupe gr1a (groupe 1a) est composé par :

- Le modèle de charges 1 (LM1), comprenant les tandems (TS) et les charges réparties (UDL). On rappelle par ailleurs que pour chaque voie i de circulation, les tandems TS et les charges réparties UDL sont affectés des coefficients d'ajustement α_{Q_i} et α_{q_i} respectivement et dépendent de la classe de trafic de l'ouvrage.

Classe de trafic	α_{Q_i}	$\alpha_{Q_{i=2,3}}$	α_{q_1}	$\alpha_{q_{i \geq 2}}$	α_{q_r}
1	1	1	1	1,2	1,2
2	0,9	0,8	0,7	1	1

Tableau 2-5 - Tableau des coefficients d'ajustements selon l'AN EC1-2§4.3.2(3)

Par simplification, on note :

$$TS_k = \left(\sum_{i=1}^3 \alpha_{TS,i} TS_{i,k} \right) \quad \text{et} \quad UDL_k = \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{UDL,i} UDL_{i,k} \right)$$

$$\text{classe 2 : } TS_k = (0,9.TS_{1,k} + 0,8.TS_{2,k} + 0,8.TS_{3,k}) \quad \text{et} \quad UDL_k = 0,7.UDL_{1,k} + UDL_{2,k} + UDL_{3,k} + UDL_{res,k}$$

- Les charges de trottoir uniformément réparties, notées TROT(q_{fk}) ou q_{fk} . La valeur caractéristique q_{fk} de cette charge est de 5 kN/m². La valeur de charge de trottoir appliquée avec le LM1 est la valeur de combinaison de la charge de trottoir $q_{fk,comb} = 3\text{kN/m}^2$.
- Les charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB_LM1, ont été ajoutées par commodité. Il est à noter que, d'après EC1-2, 4.9, ces charges ne sont à considérer que dans le cadre de la valeur caractéristique du groupe (action de base caractéristique). Les charges de remblais ne devant pas inclure les effets dynamiques, un abattement de 30 % est prévu sur la charge LM1 appliquée au remblai selon l'AN EC1-2, 4.9.1(1) Note 1.

Compte tenu de la complexité du groupe de charges et de la non linéarité de LM1 vis-à-vis de TS et UDL, la notion de facteur ψ unique est insuffisante pour définir les différentes valeurs représentatives du groupe. Il faut alors avoir recours à des « vecteurs » $\bar{\psi}$ à 4 composantes (TS, UDL, TROT(q_{fk}), RMB_LM1).

Les valeurs par défaut sont :

	Kg Service	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
TS_k	-	0,75		0,00	AN EC0 Annexe A2, A2.2.6
UDL_k	-	0,40			
TROT($q_{fk,comb}$) (3kN/m ²)	-	0,40	0,00		
$RMB(TS_k \cup UDL_k)$	0,7	0,00			EC1-2, 4.9, Sétra AN, EC1-2, 4.9.1

Tableau 2-6

L'étude complète du groupe nécessitera :

- deux études d'enveloppes composées (TS, UDL) (LM1 caractéristique et fréquent) ;
- l'étude des enveloppes TROT(q_{fk}) et RMB($TS_k \cup UDL_k$).

Les différentes valeurs représentatives du groupe seront notées sous la forme :

$$gr_{1ak} = (TS_k \cup UDL_k) \oplus \left(TROT(q_{fk,comb}) \right) \oplus (0,7.RMB(TS_k \cup UDL_k))$$

$$\overline{\Psi_0} gr_{1ak} = (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k) \oplus \left(0,4.TROT(q_{fk,comb}) \right)$$

$$\overline{\Psi_1} gr_{1ak} = (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k)$$

$$\overline{\Psi_2} gr_{1ak} = 0$$

\cup représentant le modèle de charges composé à partir de TS et UDL avec leurs coefficients respectifs

\oplus représentant la prise en compte de la charge sur les remblais selon les modalités décrite au chapitre 3 § 2.3. La charge sur remblai n'est pas strictement concomitante avec la charge appliquée sur le tablier, il s'agit plutôt de prendre en compte sur le remblai une charge représentative du niveau de charge appliqué sur le tablier (voir chapitre 3), car sinon la combinatoire devient vite ingérable au niveau des combinaisons.

Groupe gr1b

Le groupe gr1b (groupe 1b) est composé par le modèle de charges 2 seul (LM2), constitué d'un essieu unique, avec :

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
0,00	0,75	0,00	AN EC0, A2, A2.2.6

Tableau 2-7

Cet essieu n'est concomitant avec aucune autre action variable (EC0, A2, A2.2.2(2)).

$$gr_{1bk} = LM2_k$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot gr_{1bk} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot gr_{1bk} = 0,75.LM2_k$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot gr_{1bk} = 0$$

Cette charge ne s'applique pas au remblai.

Groupe gr2

Le groupe gr2 (groupe 2) est composé par :

- les forces horizontales, notées FH et décomposées en :
 - forces longitudinales de freinage, notées Q_{lk} ,
 - forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} ,
- le modèle de charges 1 (LM1) verticales avec ses valeurs fréquentes.

De façon analogue au groupe gr_{1a} , on aura selon l'AN EC0, A2, A2.2.6

$$gr_{2k} = FH(Q_{lk} + Q_{tk}) \oplus (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k) \oplus RMB(0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k)$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot gr_{2k} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot gr_{2k} = 0$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot gr_{2k} = 0$$

Note : l'origine des forces horizontales est a priori indépendante de la répartition du LM1. Pour les ponts à une seule travée, il en résulte paradoxalement que l'effet le plus défavorable pour le calcul des appuis (et des appareils d'appuis) sera souvent obtenu en ne plaçant aucune charge de type LM1 sur le tablier.

Groupe gr3

Le groupe gr3 (groupe 3) est composé par des types de charges **non concomitantes** :

- les charges de trottoir uniformément réparties, $TROT(q_{fk})$, **appliquées au trottoir uniquement**,
- une charge concentrée (cric), notée Q_{FWK} , pouvant s'exercer sur les parties de trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers non accessibles à l'essieu accidentel $GR_TS_{ACC_TROT}$ défini plus loin,
- un éventuel véhicule de service (ou d'une enveloppe de véhicules de service non concomitants), notée Q_{SERV} , pouvant s'exercer sur les parties de trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers accessibles uniquement à celui-ci, mais non accessibles à l'essieu accidentel $GR_TS_{ACC_TROT}$ défini plus loin dans ce chapitre, c'est-à-dire derrière un dispositif de sécurité infranchissable.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
TROT(q_{fk})	0,00	0,40	0,00	AN ECO, A2, A2.2.6
Q_{FWK}	0,00	0,00	0,00	
Q_{SERV}	0,00	0,00	0,00	Sétra

Tableau 2-8

Les différentes valeurs représentatives du groupe seront notées sous la forme :

$$gr_{3k} = (TROT(q_{fk}), Q_{SERV} \oplus RMB(Q_{SERV}), Q_{FWK})$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot gr_{3k} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot gr_{3k} = (0, 4 \cdot TROT(q_{fk}))$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot gr_{3k} = 0$$

S'il n'y a pas de véhicule de service et si le groupe 4, défini ci-après, est pris en compte, le groupe 3 est sans objet.

Groupe gr4

Le groupe gr4 (groupe 4) est composé par le modèle de charges 4 seul (chargement de foule LM4), représenté par les charges de trottoir uniformément réparties (q_{fk}) mais **appliquées à l'ensemble du tablier**, terre-plein central compris.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
LM4(q_{fk})	0,00	0,00	0,00	AN ECO, A2, A2.2.6

Tableau 2-9

$$gr_{4k} = LM4(q_{fk}) \oplus RMB(q_{fk})$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot gr_{4k} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot gr_{4k} = 0$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot gr_{4k} = 0$$

Groupe gr5

Le groupe gr5 (groupe 5) est composé par le modèle de charges 3 (LM3) (c'est-à-dire un véhicule spécial mêlé ou non au trafic routier normal) :

- à faible vitesse, le véhicule spécial (VS) du modèle de charges 3 (LM3) est affecté d'un coefficient d'incertitude δ_{inc} (déséquilibre de charge sur les essieux, ...) :

$$\delta_{inc} = 1,1$$

- à vitesse normale, il est en plus affecté d'un coefficient dynamique δ_{dyn} par travée :

$$\delta_{dyn} = 1 + \frac{0,7}{1 + 0,2L}$$

où L est la longueur d'influence (m) (en flexion longitudinale, on prend en général la portée de la travée étudiée, sinon voir annexe à l'AN de l'EC1-2) :

- à vitesse normale, un effort de freinage limité à l'effet maximal de deux véhicules spéciaux est à prendre en compte (VS_{FREIN}),
- le modèle de charges 1 (LM1) avec ses valeurs fréquentes (par défaut), ou 0 (si pas de trafic simultané),
- les charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB_LM3. On rappelle que l'effet dynamique des charges sur remblais n'étant pas à prendre en compte, un abattement de 30 % est appliqué aux charges LM1 appliquées au remblai (AN EC1-2, 4.9.1).

	KG	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
VS	-	0,00	Ψ_{1VS}	0,00	AN EC0, A2, A2.2.6
TS _{fréquent}	-	0,00	1,00*	0,00	
UDL _{fréquent}	-	0,00	1,00*	0,00	
RMB_VS	1,0	0,00	0,00	0,00	EC1-2 § 4.9.1(2)
RMB_TS _{freq}	0,7	0,00	0,00	0,00	AN EC1-2, 4.9.1
RMB_UDL _{freq}	0,7	0,00	0,00	0,00	
VS _{FREIN}	0,30	0,00	Ψ_{1VS}	0,00	AN EC1-2 Annexe

Tableau 2-10

* Contrairement à l'annexe à l'Annexe A2, on n'applique pas le coefficient Ψ au LM1 fréquent

avec :

$\Psi_{1VS}=1$ par défaut (pas de données spécifiques sur le convoi)

$\Psi_{1VS}=1$ pour un convoi spécifique qui passe sur l'ouvrage plus d'une fois tous les 2ans

$\Psi_{1VS}=0,85$ si convoi type (exemple convois types du document Sétra d'octobre 1982 : D2F1,E3F1,..)

$\Psi_{1VS}=0$ pour un convoi spécifique qui passe sur l'ouvrage moins d'une fois tous les 2ans, ce qui revient à dire de ne pas en compte la combinaison fréquente dans ce cas.

De façon analogue au groupe gr_{1a} , on notera si l'on tient compte du trafic LM1 :

Vitesse lente

$$gr_{5k} = (VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot 1 \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k) \oplus (0,7 \cdot (0,75 \cdot RMB_TS_k \cup 0,4 \cdot RMB_UDL_k) \cup RMB_VS_k)$$

$$\overline{\Psi_0 \cdot gr_{5k}} = 0$$

$$\overline{\Psi_1 \cdot gr_{5k}} = (\Psi_{1VS} \cdot VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot 1 \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k)$$

$$\overline{\Psi_2 \cdot gr_{5k}} = 0$$

Vitesse normale

$$gr_{5k} = (VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot \delta_{dyn} \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k)$$

$$\oplus (0,7 \cdot (0,75 \cdot RMB_TS_k \cup 0,4 \cdot RMB_UDL_k) \cup RMB_VS_k) \oplus (0,3 \cdot VS_{FREINk} \cdot \delta_{inc})$$

$$\overline{\Psi_0 \cdot gr_{5k}} = 0$$

$$\overline{\Psi_1 \cdot gr_{5k}} = (\Psi_{1VS} \cdot VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot \delta_{dyn} \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k) \oplus (\Psi_{1VS} \cdot 0,3 \cdot VS_{FREINk} \cdot \delta_{inc})$$

$$\overline{\Psi_2 \cdot gr_{5k}} = 0$$

Note : ce groupe ne comporte pas de charges de trottoir.

Groupe GR_TS_{ACC_TROT}

Le groupe « GR_TS_{ACC_TROT} » est composé par un essieu unique *accidentel* sur les parties accessibles des trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers. Il est constitué par un essieu du tandem TS de la voie 2 du LM1 caractéristique.

2.5.2 - Groupes d'actions variables d'exploitation des passerelles

Groupe gr1_p

Le groupe « gr1_p » (groupe 1, passerelles) se compose :

- d'une charge de piétons uniforme, notée PP($q_{fk,p}$) :
 - dans le cas général, il s'agit d'une fonction de la longueur chargée, $q_{fk}(l)$,
 - si le projet le nécessite, il s'agit de la charge de foule $q_{fk}=5\text{kN/m}^2$
- de forces horizontales notées FH et décomposées :
 - en forces longitudinales de freinage, notées Q_{fk} , fraction de la charge de trottoir q_{fk} ,
 - éventuellement en forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} , mais celles-ci ne sont pas décrites dans la norme
- des charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB(q_{fk}), ajoutées par commodité.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
PP(q_{fk})	0,40		0,00	EC0, A2, A2.2.6
Q_{fk}	0,40			
RMB(q_{fk})	0,00			Sétra

Tableau 2-11

$$g_{r_{1pk}} = \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_{fk}) \right) \oplus RMB(q_{fk})$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot g_{r_{1pk}} = \left(0,4 \cdot PP(q_{fk,p}) \oplus 0,4 \cdot FH(Q_{fk}) \right)$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot g_{r_{1pk}} = \left(0,4 \cdot PP(q_{fk,p}) \oplus 0,4 \cdot FH(Q_{fk}) \right)$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot g_{r_{1pk}} = 0$$

Groupe gr2_p

Le groupe « gr2_p » (groupe 2, passerelles) est exclusif de toute autre charge de trafic. Il se compose :

- d'un véhicule de service (ou d'une enveloppe de véhicules de service non concomitants), Q_{SERV} , si celui est défini au projet ;
- de forces horizontales notées FH et décomposées :
 - en forces longitudinales de freinage, notées Q_{fk} , fraction du véhicule de service,
 - éventuellement en forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} ;
- des charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB(q_{fk}), ajoutées par commodité.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
Q_{SERV}	0,00			EC0, A2, A2.2.6
Q_{fk}				

Tableau 2-12

$$gr_{2pk} = (Q_{SERV} \oplus FH(Q_{f/k})) \oplus RMB(Q_{SERV})$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot gr_{2pk} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot gr_{2pk} = 0$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot gr_{2pk} = 0$$

Groupe GR_Q_{FWK}_P

Le groupe « GR_Q_{FWK}_P » est exclusif de toute autre charge de trafic et de toute autre charge variable. Il se compose de la même charge Q_{FWK}, c'est à dire une charge concentrée, que celle pouvant s'exercer sur les trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers :

	Ψ 0	Ψ 1	Ψ 2	Réf.
Q _{FWK}	0,00			EC0, A2, A2.2.6

Tableau 2-13

$$GR_{Q_{FWK}} PP = Q_{FWK}$$

$$\overline{\Psi_0} \cdot Q_{FWK} = 0$$

$$\overline{\Psi_1} \cdot Q_{FWK} = 0$$

$$\overline{\Psi_2} \cdot Q_{FWK} = 0$$

Groupe GR_Q_{SERVACC}_P

Le groupe « GR_Q_{SERVACC}_P » est composé par l'accès **accidentel** d'un véhicule sur une passerelle piétons non protégée par un dispositif anti-accès. Il peut être modélisé par le véhicule de service Q_{SERV} défini dans le règlement le cas échéant, sauf s'il est déjà pris en compte dans le groupe GR_Q_{SERV}_P sur la partie d'ouvrage concernée. Ainsi, si le véhicule accidentel Q_{SERVACC} défini est différent des charges Q_{SERV} du groupe de charge GR_Q_{SERV}_P, il faut le prendre en compte.

2.6 - Groupe d'actions variables d'exécution

Il n'est pas possible de décrire dans cette partie l'ensemble des situations possibles en construction. On ne donnera ici que les actions des situations courantes et pour plus de détails, on se référera directement au chapitre traitant des situations d'exécution qui donne plus de détails dans le cas des grands ouvrages notamment.

On traite dans ce paragraphe des charges en cours d'exécution de l'ouvrage (la structure "porteuse" de l'ouvrage n'est pas achevée). **Dans le cas où l'ouvrage est terminé et est soumis à un trafic de charges de chantier sur un profil provisoire** (cas des engins de terrassements sur un itinéraire en construction alors que l'ouvrage est structurellement terminé, les superstructures seules étant éventuellement modifiables,...), **l'ouvrage doit être calculé avec les combinaisons d'exploitation** et non les combinaisons d'exécution.

Pour les charges d'exécution, on distingue ici, plus simplement que dans l'EC1-1-6 :

- les charges d'exécution fixes « Q_{ca} » (ouvrages provisoires, équipages, etc.),
- les charges d'exécution mobiles « Q_{ca} * » : elles sont constituées d'éventuels petits engins de chantier roulants (compacteur de remblai par exemple) et des charges mobiles « Q_{ca} » de personnel... ; elles ne sont pas concomitantes avec le vent caractéristique.

	$\Psi_{0,Qc}$	$\Psi_{1,Qc}$	$\Psi_{2,Qc}$	Réf.
$Q_{c \neq a}$	1,00	-	1,00	AN EC0 A2 A2.2.6 et AN EC1-1-6
Q_{ca^*}	0,00	-	0,00	AN EC0 A2 A2.2.6

Tableau 2-14

$$GR_{QC} = Q_{ca^*} + Q_{c \neq a}$$

$$\overline{\Psi}_0 \cdot GR_{QC} = Q_{c \neq a}$$

Pas de valeurs fréquentes en phase provisoire (sans objet)

$$\overline{\Psi}_2 \cdot GR_{QC} = Q_{c \neq a}$$

Cas particulier d'exécution : **L'ouvrage a déjà été mis en service (situation postérieure à la construction de l'ouvrage), mais est à nouveau soumis à une phase de chantier et subit en plus des conditions d'exploitation provisoires** : dans ce cas, si le groupe de charge LM1 est utilisé comme charge mobile en phase provisoire, le LM1 est modifié par une pondération du TS avec un coefficient k_G . Les coefficients de combinaisons sont alors :

	kG execution	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
TS	0,80	0,75	0,75	0,00	Annexe nationale EC0 Annexe A2, A2.2.6
UDL	1,00	0,40	0,40		
TROT_QF comb(3kN/m2)	0,00	0,40	0,00		
RMB_LM1	0,7	0,00	0,00		EC1-2, 4.9, Sétra

Tableau 2-15

$$GR_{QC} = Q_{ca^*} + Q_{c \neq a} + \left(0,8.TS_k \cup UDL_k + TROT(q_{fk,comb}) \right) \oplus 0,7.(0,8.RMB_{TS_k} \cup RMB_{UDL_k})$$

$$\overline{\Psi}_0 \cdot GR_{QC} = Q_{c \neq a} + (0,8.0,75.TS_k \cup 1,0.0,4.UDL_k) + 0,4.TROT(q_{fk,comb})$$

$$\overline{\Psi}_1 \cdot GR_{QC} = Q_{c \neq a} + (0,8.0,75.TS_k \cup 1,0.0,4.UDL_k)$$

$$\overline{\Psi}_2 \cdot GR_{QC} = Q_{c \neq a}$$

2.7 - Groupe d'actions variables de fatigue

Les charges de fatigue, notées « Q_{fat} » sont définies par l'EC1-2 §4.6 (et voir chapitre 3).

2.8 - Groupe d'actions variables d'épreuve

Les charges d'épreuve, notées « Q_{ep} » ne sont pas définies par l'EC1-2, mais par le guide technique du Sétra "Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes" (et voir chapitre 3).

3 - Combinaisons d'actions aux États Limites

Ce paragraphe présente les formules des combinaisons telles que fournies dans l'Eurocode. Les valeurs caractéristiques des combinaisons décrites dans cette partie sont détaillées dans le paragraphe §2 - Valeurs caractéristiques des actions et groupes d'actions pour les ponts routes et les passerelles. Pour les ponts à haubans, on se reportera au guide spécifique sur les ponts à haubans.

Rappel : l'ensemble des symboles est explicité dans le lexique au chapitre final "Notations et symboles utilisés". Les notations [x, y] ou encore (x, y) correspondent à des enveloppes de x et y.

3.1 - ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3) (annexe nationale à l' EC0 Annexe A2, A2.2.6 **table A2.1(NA)**) et (EC1-2, 4-5-1 **tableau 4.4a+ AN** correspondante notes a et b).

Charges permanentes

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{w\text{cara}} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{0TA} \cdot G_{ta}$$

$G_{w\text{cara}}$: enveloppe des situations avec niveau caractéristique et/ou niveau d'eau quasi permanent.

Charges variables pour les ponts routiers

L'extension « remb » en indice signifie que la charge peut être appliquée sur les remblais s'il y a lieu.

$$\text{gr1a}_k (LM1_k \oplus TROT(q_{fk,comb}))_{\text{remb}} \oplus [\Psi_{0,T} \cdot T_k, \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk,traffic}]$$

$$\text{gr1b}_k (LM2_k)$$

$$\text{gr2}_k (FH(Q_{lk} + Q_{tk}) + LM1_{freq,remb}) \oplus \Psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$\text{gr3}_k (TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk}) \oplus \Psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$\text{gr4}_k (LM4(q_{fk}))_{\text{remb}} \oplus \Psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$\text{gr5}_k (LM3_k = VS_k \cup LM1_{freq})_{\text{remb}} \oplus \Psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$F_{Wk} \oplus \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$T_k \oplus [\Psi_{0,Gr1a} \cdot \text{gr1a}_k, \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}]$$

$$Q_{Snk} \oplus [\Psi_{0,T} \cdot T_k, \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

Charges variables pour les passerelles

$$\text{gr1}_{pk} (PP(q_{fk,p})_{\text{remb}} + FH(Q_{flk})) \oplus [\Psi_{0,T} \cdot T_k, \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

$$\text{gr2}_{pk} (Q_{SERV,remb} + FH(Q_{flk})) \oplus [\Psi_{0,T} \cdot T_k, \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

$$GR_Q_{FWK}_P_k \quad (\text{si } \text{gr2}_{pk}(Q_{SERV}) \text{ non pris en compte})$$

$$T_k \oplus [\Psi_{0,gr1_P} \cdot \text{gr1}_{pk} (PP(q_{fk}) + FH(Q_{flk})), \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}]$$

$$F_{Wk} \oplus \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$Q_{Snk} \oplus [\Psi_{0,T} \cdot T_k, \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

3.2 - ELS fréquents en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3), (annexe nationale à l'EC0 Annexe A2, A2.2.6 *table A2.1(NA)*) et (EC1-2, 4-5-2 *tableau 4.4b*)

Charges permanentes

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{\text{wfreq}} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{1TA} \cdot G_{ta}$$

G_{wfreq} : enveloppe des situations avec niveau fréquent et/ou niveau quasi permanent.

Charges variables pour les ponts routiers

Les détails des valeurs fréquentes des charges décrites dans cette partie sont détaillées dans le paragraphe §2 - Valeurs caractéristiques des actions et groupes d'actions pour les ponts routes et les passerelles.

$$\begin{aligned} & \overline{\Psi_{1,\text{Gr1a}}} \cdot \text{gr1a}_k (LM1_k) \oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \\ & \Psi_{1,\text{Gr1b}} \cdot \text{gr1b}_k (LM2_k) \\ & \Psi_{1,\text{Gr3}} \cdot \text{gr3}_k (TROT(q_{fk})) \oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \\ & \overline{\Psi_{1,\text{Gr5}}} \cdot \text{gr5}_k (LM3_k = VS_k \cup LM1_{\text{freq}}) \left(\oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \right) \\ & \Psi_{1,T} \cdot T_k \\ & \Psi_{1,\text{FW}} \cdot F_{Wk} \oplus \Psi_{2,\text{Sn}} \cdot Q_{\text{Snk}} \\ & \Psi_{1,\text{Sn}} \cdot Q_{\text{Snk}} \oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \end{aligned}$$

Nota : pour le groupe gr5 (LM3), par souci d'homogénéité, on rend compatible la combinaison fréquente avec la température, contrairement à ce qu'indique l'annexe nationale de l'EC1-2 (la température étant par ailleurs prise en compte dans la combinaison caractéristique par le biais de $\Psi_{0,T} \cdot T_k$).

Charges variables pour les passerelles

$$\begin{aligned} & \overline{\Psi_{1,\text{gr1}_P}} \cdot \text{gr1}_{Pk} \left(\text{PP}(q_{fk,p})_{\text{remb}} \oplus FH(Q_{fk}) \right) \oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \\ & \Psi_{1,T} \cdot T_k \\ & \Psi_{1,\text{FW}} \cdot F_{Wk} \\ & \Psi_{1,\text{Sn}} \cdot Q_{\text{Snk}} \oplus \Psi_{2,T} \cdot T_k \end{aligned}$$

3.3 - ELS quasi-permanents en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3) (annexe nationale à l'EC0 Annexe A2, A2.2.6 *table A2.1(NA)*)

Charges permanentes

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{\text{wqperm}} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{2TA} \cdot G_{ta}$$

G_{wqperm} : situation avec niveau d'eau quasi permanent.

Charges variables

$$\Psi_{2,T} \cdot T_k$$

3.4 - ELS en construction (situation transitoire)

(EC0 §6.5.3) (EC0 AN à Annexe A2 A2.2.6 Tableau A2.1(NA))

Il n'est pas possible de présenter ici toutes configurations possibles. En fait selon les situations étudiées, il faut utiliser soit les combinaisons d'équilibre (EQU), soit les combinaisons de résistance (STR-GEO).

La formulation présentée ici est dans le cas de combinaisons (STR).

Charges permanentes

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wexec} \oplus (\zeta_s G_s) \oplus \zeta_{tp} G_{tpexec}$$

G_{wexec} : situation enveloppe des situations avec un niveau d'eau quasi permanent et d'un niveau d'eau d'exécution.

ζ_{tp}	0,00	0,00	OA en Béton : 1992-1-1, 2.3.1.3. (sans second ordre) OA en Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (composé de sections de classe 1 seulement) OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) (sauf déversement ou s'il existe section de classe 3 ou 4)
ζ_{ta}	0,00	0,00	
ζ_{tp}	1,00	0,00	Autres cas. : Effet second ordre non négligeable, OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) composé section classe 3 ou 4 ou déversement
ζ_{ta}	1,00	0,00	

Tableau 3-1

Charges variables

$$\Psi_{0,T} \cdot T_k$$

(exemple : Mise en tension dalle précontrainte : l'action de base est la précontrainte et T_k est l'action d'accompagnement)

Autres situations STR :

$$Q_{c \neq a, k} \oplus Q_{ca, k} \oplus [\Psi_{0,FW} \cdot F_{wk}; \Psi_{0,T} \cdot T_k]$$

$$F_{wk} \oplus [\Psi_{0,QC \neq a} \cdot Q_{c \neq a, k} \oplus \Psi_{0,QC a} \cdot Q_{ca, k}]$$

$$T_k \oplus [\Psi_{0,QC \neq a} \cdot Q_{c \neq a, k} \oplus \Psi_{0,QC a} \cdot Q_{ca, k}]$$

Pour les combinaisons spécifiques (grands ouvrages, ponts construits par encorbellements, barres de clouage...), il faut se reporter au 0.

3.5 - Situation d'épreuve aux ELS

Charges permanentes

$$G = P \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wqperm} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{2ta} \cdot G_{ta}$$

Charges variables

$$Q_{ep}$$

3.6 - Généralités sur les combinaisons ELU fondamentales pour les situations de projet durables et transitoires

Pour les combinaisons aux états limites ultimes (ELU), les actions suivantes : G_k charges permanentes, Q_k charges variables, F_{wk} charges de vent, T_k charges thermiques et Q_{snk} charges de neige sont prises en valeurs caractéristiques, alors que la précontrainte P est prise en valeur moyenne P_m pour les vérifications aux ELU [EC2-1-1 § 5.10.8 (1)].

3.6.1 - Vérification d'équilibre statique (EQU)

Les combinaisons ELU d'équilibre statique EQU (ensemble A) pour les situations de projet durables sont données de manière non détaillée par :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G \max} G_{kj, \text{sup}} + \gamma_{G \min} G_{kj, \text{inf}}) \right\} + \gamma_P P_m + \begin{cases} \gamma_Q \cdot Q_k + (\gamma_{Fwk} \cdot \psi_{0, Fwk} \cdot F_{Wk}; \gamma_{Tk} \cdot \psi_{0, Tk} \cdot T_k) \\ \gamma_{Tk} \cdot T_k + \gamma_Q \cdot \psi_{0, Q} \cdot Q_k \\ \gamma_{Fwk} \cdot F_{Wk} + \gamma_{Qsnk} \cdot \psi_{0, Sn} \cdot Q_{Sn, k} \\ \gamma_{Qsnk} \cdot Q_{Sn, k} + \gamma_Q \cdot \psi_{0, Q} \cdot Q_k \end{cases}$$

Ces combinaisons sont utiles en particulier pour les phases de construction (stabilité des fléaux).

Pour plus de détails sur ces combinaisons, il faut se reporter au chapitre 6.

3.6.2 - Dimensionnement des éléments structuraux (STR-GEO)

Les combinaisons ELU de type STR-GEO (ensemble B) servent pour la vérification des éléments structuraux essentiellement en phase définitive, mais servent aussi pour les phases provisoires courantes hormis ce qui a trait aux problèmes d'équilibre.

L'Eurocode 0 offre pour les situations de projet durable et transitoire la possibilité de choisir entre l'expression de base (EC0 §6.4.3)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G, j} G_{k, j} + \gamma_P P + \gamma_{Q, 1} Q_{k, 1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q, i} \psi_{0, i} Q_{k, i} \quad [Expr. (6.10)]$$

et la plus défavorable des combinaisons alternatives :

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G, j} G_{k, j} + \gamma_P P + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q, i} \psi_{0, i} Q_{k, i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G, j} G_{k, j} + \gamma_P P + \gamma_{Q, 1} Q_{k, 1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q, i} \psi_{0, i} Q_{k, i} \end{cases} \quad [Expr. (6.10a) \text{ et } (6.10b)]$$

Pour l'application aux ponts en France et la vérification des éléments structuraux (STR) non soumis à des actions géotechniques, l'annexe nationale demande l'utilisation de l'expression de base [6.10] uniquement (Annexe nationale à l'EC0 Annexe A2, A2.3.1 **table A2.4(B)(NA)**).

En ce qui concerne les justifications géotechniques, trois approches sont possibles, avec des coefficients γ_Q différents. En général, pour vérifier le dimensionnement des éléments structuraux (STR) soumis à des actions géotechniques, on se base sur l'approche 2 qui consiste à ne faire aucune distinction entre les justifications géotechniques et les autres justifications, et qui correspond à l'esprit du fascicule 62 titre V du CCTG.

3.7 - Combinaisons ELU fondamental en exploitation (situation durable) de type STR-GEO

On ne présentera dans cette partie que les combinaisons décrites pour le dimensionnement des éléments structuraux (STR). On se base dans la suite uniquement sur l'équation (6.10) conformément aux stipulations de l'annexe nationale. D'autres combinaisons sont décrites dans la norme EN pour les calculs d'équilibre (EQU) ou des calculs spécifiques de fondations.

Charges permanentes

$$P + G = \gamma_P P_m \oplus \gamma_G (G_{k \text{ sup}}; G_{k \text{ inf}}) \oplus \gamma_{Gw} G_{w \text{ cara}} \oplus (\gamma_{Gs} G_s) \oplus \gamma_{tp} \cdot \zeta_{tp} \cdot G_{tp} \oplus \gamma_{ta} \cdot \zeta_{ta} \cdot G_{ta}$$

$G_{w \text{ cara}}$: enveloppe des situations avec un niveau d'eau quasi permanent et d'un niveau d'eau caractéristique.

	Sup.	Inf.	Réf.
γ_p	1,00	1,00	EC2-1-1 §5.10.8 §2.4.2.2 (cas courant)
γ_p	1,20	1,00	EC2-1-1 §5.10.8 §2.4.2.2 (effet locaux)

Tableau 3-2

Selon la clause 2.4.2.2 de l'EC2-1-1, le coefficient partiel relatif à la précontrainte γ_p vaut $\gamma_{p,fav}=1$ quand la précontrainte a un effet favorable (c'est le cas courant) et $\gamma_{p,unfav}=1,2$ si elle a des effets défavorables (cas de la vérification des effets locaux). Lors de la vérification de l'état limite de stabilité en présence d'une précontrainte extérieure, si la précontrainte peut être défavorable, il faut retenir $\gamma_{p,unfav}=1,3$ (sauf s'il y a des déviateurs en nombre suffisant sur la longueur de flambement, précise l'annexe nationale, auquel cas il faut retenir $\gamma_{p,unfav}=1,0$).

	Sup.	Inf.	Réf.
γ_G	1,35	1,00	Annexe nationale à l' EC0 Annexe A2, A2.3.1 table A2.4(B)(NA) (analyse élastique)
γ_{Gw}	1,20	1,00	
γ_{tp}	1,20	1,00	
γ_{ta}	0,00	0,00	
γ_{tp}	1,35	1,00	Analyse non linéaire
$\gamma_{tp_imposé}$	1,00	1,00	Déplacement imposé

Tableau 3-3

On a introduit un coefficient ζ_{tp} et ζ_{ta} du fait que les tassements d'appuis ne sont pas pris en compte en tant qu'action d'accompagnement dans les états-limites ultimes, sauf si les effets de 2^{ème} ordre sont à prendre en compte.

ζ_{tp}	0.00	0.00	OA en Béton : 1992-1-1, 2.3.1.3. (sans second ordre) OA en Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (composé de sections classe 1 seulement) OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) (sauf si déversement ou s'il existe section de classe 3 ou 4)
ζ_{ta}	0.00	0.00	
ζ_{tp}	1.00	0.00	Autres cas : Effet second ordre non négligeable, OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) composé de section classe 3 ou 4 ; ou déversement...
ζ_{ta}	1.00	0.00	

Tableau 3-4

Charges variables pour les ponts routiers

Pour les groupes possédant à la fois des charges de tablier et de remblai, on adopte la notation $\overline{\gamma_{Q,ER}}$ signifiant que chaque charge est multipliée par le coefficient correspondant.

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \text{gr1a}_k (LM1_{k,remb} + TROT(q_{fk,comb})) \oplus \left[\overline{\gamma_{Q,FW}} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk,trafic}; (\overline{\gamma_{Q,T}} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k) \right]$$

$$\overline{\gamma_{Q,E}} \cdot \text{gr1b}_k (LM2_k)$$

$$\overline{\gamma_{Q,E}} \cdot \text{gr2}_k (FH(Q_{lk} + Q_{tk}) + LM1_{freq,remb}) \left(\oplus \overline{\gamma_{Q,T}} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right)$$

$$\overline{\gamma_{Q,E}} \cdot \text{gr3}_k (TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk}) \left(\oplus \overline{\gamma_{Q,T}} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right)$$

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \text{gr4}_k (LM4(q_{fk}))_{remb} \left(\oplus \overline{\gamma_{Q,T}} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right)$$

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \text{gr5}_k (LM3_k = VS_k \cup LM1_{freq})_{remb} \left(\oplus \overline{\gamma_{Q,T}} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right)$$

$$\zeta_T \cdot \overline{\gamma_{Q,T}} \cdot T_k \quad \oplus \quad \left[\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \overline{\Psi_{0,Gr1a}} \cdot \text{gr1a}(LM1_k), \overline{\gamma_{Q,Sn}} \cdot \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk} \right]$$

$$\begin{aligned} \gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} & \oplus \gamma_{Q,Sn} \cdot \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk} \\ \gamma_{Q,Sn} \cdot Q_{Snk} & \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, \left(\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right) \right] \end{aligned}$$

On a introduit un coefficient ζ_T du fait que la température n'est pas prise en compte en tant qu'action d'accompagnement dans les états-limites ultimes sauf si les effets de 2^{ème} ordre sont à prendre en compte.

Les combinaisons sont les mêmes que pour les ELS caractéristiques, avec :

	Notation		Réf.
Charges d'exploitation tablier	$\gamma_{Q,E}$	1,35	EC0, A2, Table A2.4.B (NA)
Charges d'exploitation remblai	$\gamma_{Q,R}$	1,35	
Vent	$\gamma_{Q,FW}$	1,50	
Température	$\gamma_{Q,T}$	1,50	
Naige	$\gamma_{Q,Sn}$	1,50	

Tableau 3-5

Température	ζ_T	0,00	Béton : 1992-1-1, 2.3.1.2 (sauf second ordre) Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (sections de classe 1 seulement) Mixte : 1994-2, 5.4.2.5(2) (sauf déversement ou section de classe 3 ou 4)
		0,00	Autre cas

Tableau 3-6

Charges variables pour les passerelles

$$\begin{aligned} \overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot gr_{1pk} \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_{fjk}) \right) & \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, \left(\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right) \right] \\ \gamma_{Q,E} \cdot gr_{2pk} \left(Q_{SERV,remb} \oplus FH(Q_{fjk}) \right) & \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, \left(\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right) \right] \\ \gamma_{Q,E} \cdot GR_{Q_{FWK-P}} & \text{ (si } gr_{2pk}(Q_{SERV}) \text{ non pris en compte)} \\ \zeta_T \cdot \gamma_{Q,T} \cdot T_k & \oplus \left[\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \overline{\Psi_{0,GR_QPP}} \cdot gr_{1pk} \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_{fjk}) \right); \gamma_{Q,Sn} \cdot \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk} \right] \\ \gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} & \oplus \gamma_{Q,Sn} \cdot \Psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk} \\ \gamma_{Q,Sn} \cdot Q_{Snk} & \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, \left(\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k \right) \right] \end{aligned}$$

3.8 - Combinaisons ELU pour les phases de construction (situation transitoire)

Les justifications en phases de construction se distinguent des justifications en phases d'exploitation essentiellement d'une part par la nature et/ou l'intensité des charges qui entrent en jeu, et d'autre part, par le type de construction considéré.

Par ailleurs, on distingue la phase de construction calculée avec les combinaisons correspondantes des phases d'exploitation provisoires (cas par exemple des ouvrages terminés avec circulation d'engins de terrassement sur l'ouvrage et éventuellement un dispositif de protection de la chaussée : remblai, restriction de zone de circulation) qui doivent être calculés selon les combinaisons pour les situations de projet durables et transitoires.

Le type de construction peut amener à considérer des situations accidentelles. C'est par exemple le cas lors de la réalisation d'un fléau de pont construit par encorbellements où il est demandé de tenir compte de la chute d'un équipage mobile (cas de la construction d'un tablier coulé en place) ou d'un voussoir (cas d'un tablier à voussoirs préfabriqués).

Finalement, l'ELU fondamental pour les situations de projet transitoires est donc décrit soit par les combinaisons d'équilibre (EQU), soit par les combinaisons de calcul structuraux de type STR-GEO, soit par les combinaisons accidentelles.

3.8.1 - ELU en construction spécifiques

Pour les combinaisons spécifiques (grands ouvrages, ponts construits par encorbellement, ...), il faut se reporter au 0.

Il existe des combinaisons spécifiques si la vérification de l'équilibre fait intervenir la résistance d'éléments structuraux (câbles de clouage – note 2 : tableau A2.4(A)).

3.8.2 - ELU en construction de type STR-GEO

(EC0 §6.4.3.2 – AN à AnnexeA2 A2.2.6 Tableau A2.1(NA))

Charges permanentes

$$P + G = \gamma_P P_m \oplus \gamma_G (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus \gamma_{Gw} G_{w\text{exec}} \oplus (\gamma_{Gs} \zeta_s G_s) \oplus \gamma_{ip} \cdot \zeta_{ip} \cdot G_{ip\text{exec}}$$

On adopte les mêmes combinaisons que pour les ELU fondamentaux en exploitation, à ceci près que $G_{w\text{exec}}$ représente l'enveloppe du niveau quasi permanent et du niveau en exécution.

Charges variables

$$\gamma_{Q,T} \cdot \Psi_{0,T} \cdot \zeta_T \cdot T_k \quad (\text{exemple : mise en tension dalle précontrainte})$$

Température	ζ_T	0,00	Béton: 1992-1-1, 2.3.1.2 (sauf second ordre) Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (sections de classe 1 seulement) Mixte : 1994-2, 5.4.2.5(2) (sauf déversement ou section de classe 3 ou 4)
		0,00	Autre cas

Tableau 3-7

Autres situations STR :

$$\overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [Q_{c\neq a,k} \oplus Q_{ca,k}] \oplus [\overline{\gamma_{Q,FW}} \cdot \Psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}; \overline{\gamma_T} \cdot \Psi_{0,T} \cdot \zeta_T \cdot T_k]$$

$$\gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} \oplus \overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [\Psi_{0,QC\neq a} \cdot Q_{c\neq a,k} \oplus \Psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca,k}]$$

$$\gamma_{Tk} \cdot T_k \oplus \overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [\Psi_{0,QC\neq a} \cdot Q_{c\neq a,k} \oplus \Psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca,k}]$$

	Notation	γ_{Qc}	Réf.
Charges de chantier	$\gamma_{Q,c}$	1.35	EC0, AN annexe A2, Table A2.4.B(NA)
Charges de remblai	$\gamma_{Q,R}$	1.35	

Tableau 3-8

Avec :

- « $Q_{c\neq a}$ » : charges d'exécution fixes (ouvrages provisoires, équipages, etc.)
- « Q_{ca*} » : charges d'exécution mobiles incluant les petits engins de chantier (compactage de remblai par exemple et les charges Q_{ca} (charge de personnel,...), et n'étant pas concomitantes avec le vent caractéristique.

3.9 - ELU accidentel et sismique

L'ELU accidentel est donné dans la norme par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

D'une façon générale, la définition précise des combinaisons comme des actions à considérer est à trouver dans les documents de marché des projets particuliers.

Pour les ponts routiers, la combinaison générale ELU accidentel s'écrit sous la forme:

$$P + G = P_m \oplus G_k \oplus G_{wperm} \oplus \zeta_{tp} \cdot G_{tp} \oplus \zeta_{ta} \cdot G_{ta} \oplus A_d \oplus \psi_{2,1} Q_{k,1} \oplus \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

EC0-A2 eq6.11b - AN-EC0-A2 §A2.3.2

Charges permanentes

Pour les ponts routiers, les charges permanentes sont celles des ELS quasi permanentes en exploitation.

- Niveau d'eau accidentel :
par simplification, la situation avec niveau d'eau accidentel sera obtenue en affectant à G_w son niveau accidentel, ($A_d = G_{wacc}$), sans considération d'aucune autre charge variable (cas de la décrue par exemple).
- Tassement d'appuis :
les coefficients ζ_{tp} et ζ_{ta} sont ceux définis au paragraphe 3.7 - . En principe, il n'y a pas lieu de les prendre en compte sauf lorsqu'il s'agit de l'action accidentelle ($A_d = G_{tacc}$).

Charges variables

L'annexe nationale de l'EC0/A1§A2.3.2 précise que l'action variable d'accompagnement principale peut être définie au projet individuel par le maître d'ouvrage.

- Charges de trottoir accidentelles pour les ponts routiers :
la charge accidentelle A_d à prendre en compte sur les seules parties accessibles des trottoirs est celle du groupe « GR_TS_{ACC_TROT} » sans aucune autre charge variable.
- Charges de trottoir accidentelles pour les passerelles :
s'il y a lieu, un véhicule accidentel A_d est à prendre en compte dans les mêmes conditions que ci-dessus avec le groupe « GR_QSERV_{ACC_P} ».
- Impact sur barrière de sécurité :
la charge accidentelle horizontale et verticale au niveau de la barrière de sécurité est définie par l'EC1-2, 4.7.3.3 et n'est accompagnée d'aucune autre charge variable.
- Impact sur appuis de ponts ou sur tabliers de ponts :
l'annexe nationale de l'EC0/A1§A2.3.2 précise que pour un choc sur appuis de pont ou sur le tablier du pont, l'action variable d'accompagnement principale est prise avec sa valeur quasi permanente. Se reporter aussi à l'EC1-1-7 et au chapitre 5 de ce guide.
- Situation sismique :
les charges permanentes sont généralement celles des ELS quasi permanent en exploitation. Cette combinaison n'est rappelée que de manière formelle et pour mémoire : son utilisation, tout comme les méthodes d'analyse associées, sont particulières et propres à l'Eurocode 8 ; le projeteur est donc invité fortement à s'y référer. Par simplification, aucune autre charge variable n'est prise en compte. Néanmoins l'annexe nationale de l'EC0/A1§A2.3.2(1) précise pour les ouvrages supportant un trafic intense, le coefficient de combinaison quasi permanent associé à l'action du trafic est pris égale à 0,2.

Pour plus de détails sur le mode d'application des combinaisons accidentelles, il faut se reporter au 0.

3.10 - ELU de Fatigue

La combinaison définie dans l'article 6.8.3 de l'EC2-1-1, qui permet les calculs des étendues de contrainte, s'écrit :

$$C_0 + Q_{fat}.$$

et se décompose en :

- une combinaison de base C_0 des charges non-cycliques, présentée dans l'Eurocode 2 comme similaire à la combinaison fréquente utilisée pour l'ELS et peut s'exprimer sous la forme :

$$C_0 = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

la similitude avec la combinaison fréquente indiquée par l'Eurocode 2 est un peu trompeuse car les charges fréquentes à considérer sont, pour les ponts, principalement la charge de trafic ou le vent et ce sont des charges cycliques. Il ne reste plus dans cette combinaison comme action variable mais non-cyclique que l'action thermique en quasi-permanent. C'est donc bien l'état moyen de l'ouvrage en service, à vide (sous charges permanentes et variation lente de température...) qui va définir l'état de référence à partir duquel vont s'effectuer les variations de contrainte ;

- une charge cyclique de fatigue Q_{fat} qui peut principalement être l'action du trafic ou l'action du vent.

Sauf cas particuliers (structures sensibles à l'action du vent), la charge cyclique de fatigue Q_{fat} correspond au passage des camions et est représentée par des modèles de charge de fatigue (voir chapitre sur la fatigue).

Quant à la précontrainte, conformément à la clause [5.10.9] de l'EC2-1-1, elle intervient dans la combinaison de vérification en fatigue par ses valeurs caractéristiques inférieures et supérieures.

La combinaison est présentée dans l'EC0, mais n'est définie explicitement que dans l'EC2-1-1 §6.8.3 car elle dépend directement du matériau sollicité. On adopte pour l'état limite de fatigue les combinaisons définies en exploitation pour l'ELS fréquent: les combinaisons de l'état limite de fatigue sont constituées d'une combinaison de base non cyclique et d'une action cyclique :

- la combinaison de base est formée des seules actions non cycliques (dont les actions variables comme les effets thermiques, les effets du vent, voire ceux de la neige),
- l'action cyclique de fatigue est formée par des charges mobiles de fatigue, éventuellement le vent pour les structures sensibles au vent.

Ainsi pour le calcul des cycles de fatigue, la combinaison de base est fixée, seule la charge de fatigue varie.

Combinaison de base non cyclique

- Charges permanentes :

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_w \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{1ta} \cdot G_{ta}$$

G_w : enveloppe des situations avec niveau quasi permanent et niveau fréquent.

- Charges variables :

$$\psi_{1,T} \cdot T_k$$

$$(\psi_{1,FW} \cdot F_{wk} \text{ si vent action non cyclique})$$

- Charges cycliques :

$$Q_{fat}$$

$$(F_{wk} \text{ si vent action cyclique})$$

4 - Combinaisons d'actions simplifiées (STR/GEO)

Cette partie présente un récapitulatif simplifié des combinaisons d'actions de type STR-GEO uniquement pour les cas courants (la neige par exemple n'est ici pas prise en compte). Ces combinaisons doivent être complétées pour certaines applications spécifiques (phasage de construction, ponts à haubans, ...). Dans le cadre d'un marché, il est loisible de ne retenir que les combinaisons pertinentes et aussi de prévoir si nécessaire des combinaisons spécifiques complémentaires. La construction et le détail des groupes de combinaisons sont explicités dans la partie 2 - du présent chapitre. De plus, un lexique des notations employées se situe à la fin du guide.

4.1 - Combinaisons ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)

Notation : « remb » : signifie que la charge s'applique aussi sur les remblais éventuels

Charges pour les ponts routiers

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus \\ G_{w\text{cara}} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr1a \left((TS \cup UDL)_{\text{remb}} \oplus TROT(q_{fk,comb}) \right) \oplus (0,6.F_{Wk,trafic}; 0,6.T_k) \\ gr1b(LM2) \\ gr2 \left(FH(Q_{lk} + Q_{tk}) \oplus (0,75TS \cup 0,4UDL)_{\text{remb}} \right) \oplus 0,6.T_k \\ gr3 \left(TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWK} \right) \oplus 0,6.T_k \\ gr4(LM4)_{\text{remb}} \oplus 0,6.T_k \\ gr5 \left(VS.1,1.\delta_{dyn} \cup 0,75.TS \cup 0,4.UDL \right)_{\text{remb}} + (0,3.VS_{FREIN}.1,1) \oplus 0,6.T_k \\ T_k \oplus \left((0,75.TS \cup 0,4.UDL) + 0,4.TROT(q_{fk,comb}) \right) \\ F_{Wk} \end{array} \right.$$

Charges pour les passerelles

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus \\ G_{w\text{cara}} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr_{1pk} \left(PP(q_{fk,p})_{\text{remb}} + FH(Q_{flk}) \right) \oplus [0,6.T_k; 0,3.F_{Wk}] \\ gr_{2pk} \left(Q_{SERV,remb} + FH(Q_{flk}) \right) \oplus [0,6.T_k; 0,3.F_{Wk}] \\ GR_Q_{FWK_P} \quad \text{(si } Q_{SERV} \text{ non pris en compte)} \\ T_k \oplus 0,4 \cdot gr_{1pk} \left(PP(q_{fk}) + FH(Q_{flk}) \right) \\ F_{Wk} \end{array} \right.$$

4.2 - Combinaison ELS fréquente en exploitation (situation durable)

▪ Charges pour les ponts routiers :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \\ \oplus G_{wfreq} \oplus G_{tp} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr_{1a} (0,75.TS \cup 0,40.UDL) \oplus 0,50.T_k \\ gr_{1b} [0,75.(LM2)] \\ gr_{3} [0,40.TROT(q_{fk})] \oplus 0,50.T_k \\ gr_{5} [\psi_{1,VS}.VS.1,1.\delta_{dyn} \cup (0,75.TS \cup 0,40.UDL) + \psi_{1,VS} \cdot (0,3.VS_{FREIN}.1,1)] (\oplus 0,50.T_k) \\ 0,6.T_k \\ 0,2.F_{Wk} \end{array} \right.$$

$$\psi_{1,VS} = \begin{cases} 1 \text{ par défaut (si on n'a pas de renseignement sur le VS)} \\ 0,85 \text{ pour VS types définis par circulaire du 20 juillet 1983} \\ 0 \text{ si fréquence VS inférieure à une fois tous les deux ans, sinon 1} \end{cases}$$

- **Charges pour les passerelles :**

$$P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wfreq} \oplus G_{tp} \oplus \begin{cases} 0,4 \cdot gr_{1p} \left(PP(q_{fk,p}) \right)_{remb} \oplus 0,5 \cdot T_k \\ 0,6 \cdot T_k \\ 0,2 \cdot F_{Wk} \end{cases}$$

4.3 - Combinaison ELS quasi-permanente en exploitation (situation durable)

$$P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wqperm} \oplus G_{tp} \oplus 0,5 \cdot T_k$$

4.4 - Combinaison ELU fondamental en exploitation (situation durable)

On se place ici dans le cas d'une analyse linéaire (calcul d'efforts).

La mention (*) dans les combinaisons suivantes indique que la température T_k est à prendre en compte pour les ouvrages mixtes (en général, ces ouvrages sont dimensionnés avec des sections de classe 3 ou 4 au sens de l'EC3, c'est-à-dire avec des sections qui doivent rester dans le domaine élastique des matériaux à l'ELU). Sinon, pour les ouvrages BA et BP en général (ces ouvrages peuvent développer des rotules plastiques à l'ELU), il ne faut pas prendre en compte la température à l'ELU (voir EC2-2). Il en va de même du tassement probable G_{tp} (ou du déplacement d'appui imposé) sauf si les effets de 2^{ème} ordre deviennent non négligeables.

- **Charges pour les ponts routiers :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_m \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_{k\text{sup}} \\ ; G_{k\text{inf}} \end{array} \right\} \\ \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{wcarasup} \\ ; G_{wcarainf} \end{array} \right\} \\ \left(\oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{tp} \\ ; G_{tp} \end{array} \right\} \right)^* \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot gr1a \left((TS \cup UDL)_{remb} \oplus TROT(q_{fk,comb}) \right) \oplus 1,5 \cdot (0,6 \cdot F_{Wk,trafic}; 0,6 \cdot T_k (*)) \\ 1,35 \cdot gr1b(LM2) \\ 1,35 \cdot gr2 \left(FH(Q_{fk} + Q_{tk}) + (0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL)_{remb} \right) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (*) \\ 1,35 \cdot gr3 \left(TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk} \right) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (*) \\ 1,35 \cdot gr4(LM4)_{remb} \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (*) \\ 1,35 \cdot gr5 \left(VS \cdot 1,1 \cdot \delta_{dyn} \cup 0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL \right)_{remb} + 1,35 \cdot (0,3 \cdot VS_{FREIN} \cdot 1,1) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (*) \\ 1,50 \cdot T_k (*) \oplus 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL \oplus 0,4 \cdot TROT(q_{fk,comb})) \\ 1,50 \cdot F_{Wk} \end{array} \right.$$

- **Charges pour les passerelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_m \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_{k\text{sup}} \\ ; G_{k\text{inf}} \end{array} \right\} \\ \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{wcarasup} \\ ; G_{wcarainf} \end{array} \right\} \\ \left(\oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{tp} \\ ; G_{tp} \end{array} \right\} \right)^* \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot gr_{1p} \left(PP(q_{fk,p}) + FH(Q_{fk}) \right)_{remb} \oplus 1,5 \cdot [0,3 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k (*)] \\ \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot gr_{2p} \left(Q_{SERV} + FH(Q_{fk}) \right)_{remb} \oplus 1,5 \cdot [0,3 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k (*)] \\ 1,35 \cdot GR_Q_{FWK_P} \quad (\text{si } Q_{SERV} \text{ non pris en compte}) \end{array} \right\} \\ 1,5 \cdot T_k (*) \oplus 1,35 \cdot \left[0,4 \cdot gr_{1p} \left(PP(q_{fk,p}) + FH(Q_{fk}) \right) \right] \\ 1,5 \cdot F_{Wk} \end{array} \right.$$

4.5 - Combinaisons ELS en construction (STR-GEO)

$$G_k \oplus P_k \oplus \begin{cases} 0,6 \cdot T_k (**) \\ (Q_{c \neq a,k} + Q_{ca,k}) \oplus (0,8 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k) \\ F_{Wk} \oplus Q_{c \neq a,k} \\ T_k \oplus Q_{c \neq a,k} \end{cases}$$

(**) Cas de la mise en tension des câbles (action de base : précontrainte)

D'autres combinaisons possibles : voir les combinaisons EQU et 0

4.6 - Combinaisons ELU en construction (STR-GEO)

$$\{1,35 \cdot G_{k,\text{sup}}; G_{k,\text{inf}}\} \oplus P_m \oplus \begin{cases} 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (**) \\ 1,35 \cdot (Q_{c \neq a,k} \oplus Q_{ca,k}) \oplus 1,50 \cdot [0,8 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k (*)] \\ 1,50 \cdot F_{Wk} \oplus 1,35 \cdot Q_{c \neq a,k} \\ 1,50 \cdot T_k (*) \oplus 1,35 \cdot Q_{c \neq a,k} \end{cases}$$

D'autres combinaisons possibles : voir les combinaisons EQU et 0

5 - Combinaisons d'actions pour les soutènements

5.1 - Actions à prendre en compte

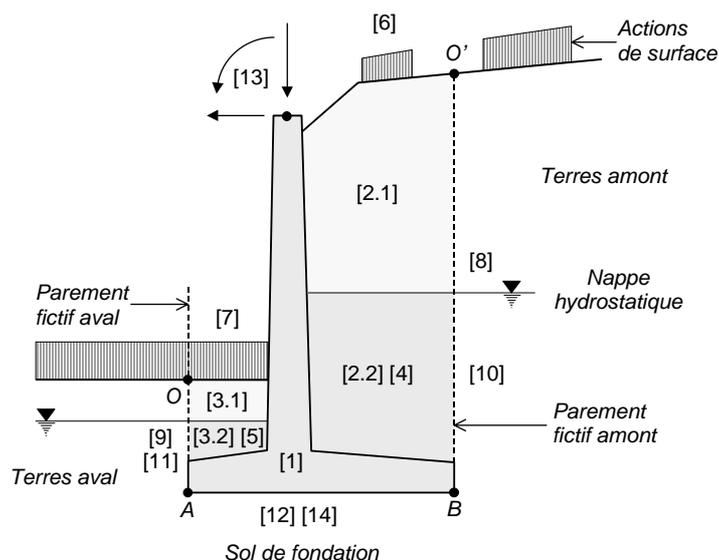


Figure 5-1 - Actions s'exerçant sur le système étudié.

Les actions qui s'appliquent sur le système *OABO* sont les suivantes :

- W_m : poids du mur [1],
 W_s : poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif amont [2.1], [2.2],
 W_{sa} : poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif aval [3.1], [3.2],
 W_w : poids de l'eau entre le mur et le parement fictif amont [4],
 W_{wa} : poids de l'eau entre le mur et le parement fictif aval [5],
 q : action des charges de surface comprises entre le mur et le parement fictif amont [6],
 q_a : action d'une charge de surface uniforme entre le mur et le parement fictif aval [7],
 P : sollicitation de poussée des terres sur le parement fictif amont (action des charges de surface comprise) [8],
 B : sollicitation de butée des terres sur le parement fictif aval (avec l'action de la charge de surface) [9],
 P_w : pression de l'eau sur le parement fictif amont [10],
 P_{wa} : pression de l'eau sur le parement fictif aval [11],
 $P_{Warchim}$: pression de l'eau sous la fondation [12],
 F_v : action du chargement direct en tête de mur [13],
 R_{sol} : réaction du sol sous la fondation (contraintes effectives) [14].
 Wq : sollicitations dues au poids des actions de charges de surfaces sur le remblai amont
 W_{qa} : sollicitations dues au poids des actions de charges de surfaces sur le remblai aval

5.2 - Application des charges combinées

Les combinaisons étudiées sont formées à partir des actions qui sollicitent l'ouvrage, affectées de leurs coefficients de pondération. Dans le cas des murs, ces actions, présentées au paragraphe précédent sont principalement :

- les actions dues au sol (poussée, poids, butée),
- les actions dues aux charges d'exploitation transmises par le sol (poussée, poids, butée),
- les actions dues à l'eau,
- les actions à transmission directe (poids du mur, chargement direct en tête de voile).

Les principales notations utilisées pour définir les coefficients des combinaisons d'actions sont données ci-après :

- γ_{gm} : coefficient de pondération appliqué au poids propre du mur,
 γ_{gs} : coefficient de pondération appliqué au poids volumique du remblai (amont et aval),
 γ_p : coefficient de pondération appliqué à la poussée amont,
 γ_b : coefficient de pondération appliqué à la butée aval,
 γ_{gw} : coefficient de pondération appliqué aux effets de l'eau (pression, sous pression, poids),
 γ_{qw} : coefficients de pondération appliqués aux effets des charges de remblai amont,
 γ_{qwa} : coefficient de pondération appliqué aux effets des charges de remblai aval,
 γ_{qv} : coefficient de pondération appliqué au chargement en tête du voile,
 γ_{s3} : coefficient de méthode.

Avec les notations précédentes, $\gamma_{s3} = 1$, une sollicitation de calcul prend la forme générale suivante :

$$S \left\{ \gamma_{gm} \cdot W_m + \gamma_{gs} \cdot W_s + \gamma_{gw} \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + \sum_i \gamma_{qwi} \cdot Wq_i + \gamma_p \cdot P \left(\gamma_{gs} \cdot W_s + \sum_i \gamma_{qwi} \cdot q_i \right) \right\}$$

5.3.1 - Combinaisons à l'ELU

On distingue deux types de combinaisons, désignées par les indices « max » et « min », selon que l'on considère que les actions ont un caractère défavorable ou favorable.

On rappelle que la poussée de 2 actions combinées est généralement moindre :

$$P(\alpha \cdot W_s; \beta \cdot q_i) \leq \alpha \cdot P(W_s) + \beta \cdot P(q_i)$$

Il n'est pas possible ici d'affecter un coefficient dans le cas non linéaire à cause du couplage dans le calcul de la poussée entre les 2 actions effets des terres amont et des charges de trafic appliquées sur ces terres.

Les combinaisons suivantes sont déclinées pour les calculs non linéaires et linéaires comme décrit dans l'Eurocode.

• **Dans les combinaisons « G_{max} » et « Q_{max} », on considère que le poids des terres présente un caractère défavorable :**

– la combinaison G_{max} est une combinaison fondamentale de type permanent qui s'écrit sous la forme :

$$G_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$G_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$G_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

– la combinaison Q_{max} est une combinaison fondamentale qui s'écrit sous la forme :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot Wq_1 + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s; 1,35 \cdot q_1) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot Wq_1 + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot q_1) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot Wq_1 + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s) + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot q_1) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

Le chargement q_1 doit être défini de telle sorte que Wq_1 soit maximal, c'est-à-dire, pour les murs en T renversé, de telle sorte que les charges de talus soient placées le plus près possible du voile.

On rappelle que pour l'action de l'eau, la pondération est toujours la même pour le poids et la poussée.

- Dans les combinaisons « Gmin » et « Qmin », on considère que le poids des terres présente un caractère favorable vis-à-vis de la stabilité :

- la combinaison G_{\min} est une combinaison fondamentale de type permanent qui s'écrit sous la forme :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

L'annexe nationale de l'EC0-A2 a retenu le coefficient 1,35 pour les actions de poussée des charges permanentes et celles des charges d'exploitation pour les culées et les murs attenants les culées dans ce calcul contrairement à l'Eurocode qui stipule respectivement 1,35 et 1,5.

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_i + P(W_i)) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$G_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

- la combinaison fondamentale Qmin peut s'écrire sous la forme :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s; 1,0 \cdot q_2) \right\}$$

Linéarisé, on trouverait la formulation suivante :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot q_2) \right\}$$

L'Eurocode prescrit la formulation suivante pour le cas linéaire :

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q_2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s) + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot q_2) \right\}$$

Les formulations linéaire et non linéaire sont donc identiques.

(A noter ici qu'avec le coefficient de la norme 1,5 au lieu de 1,35 dans l'annexe nationale, les 2 équations seraient différentes).

Le chargement q_2 doit être défini de telle sorte que W_{q_2} soit minimal, c'est-à-dire, pour les murs en T renversé, de telle sorte que les charges de talus soient placées au-delà de l'écran fictif vertical.

5.3.2 - Combinaisons à l'ELS

À l'ELS, les combinaisons G_{\max} et G_{\min} se confondent pour donner la combinaison représentative de l'état permanent de l'ouvrage (à utiliser, par exemple, pour les calculs de tassement) :

$$G_{\max} = G_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s) \right\}$$

$$Q_{\max} = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + W_{q_1} + P(W_s, q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s, q_2) \right\}$$

5.3.3 - Récapitulatif des combinaisons d'actions

▪ Combinaisons ELS

$$G = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s) \right\}$$

$$Q_{\max} = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + W_{q1} + P(W_s, q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ W_m + W_s + \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + P(W_s, q_2) \right\}$$

▪ Combinaisons ELU

$$Q_{\max} = S \left\{ 1,35 \cdot W_m + 1,35 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,35 \cdot W_{q1} + 1,0 \cdot P(1,35 \cdot W_s; 1,35 \cdot q_1) \right\}$$

$$Q_{\min} = S \left\{ 1,0 \cdot W_m + 1,0 \cdot W_s + (1,0;1,2) \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + 1,0 \cdot W_{q2} + 1,35 \cdot P(1,0 \cdot W_s; 1,0 \cdot q_2) \right\}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les coefficients des combinaisons d'actions aux états-limites de service (ELS) et aux états-limites ultimes (ELU).

	Combinaison		Poids mur	Poids terres	Eau	Poids Charge aval	Poids Charge amont	Poussée terres
		γ_s	γ_{gm}	γ_{gs}	γ_w	γ_{qwa}	γ_{qw}	γ_p
ELS	G	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00
	Qmax		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Qmin		1,00	1,00	1,00			1,00
ELU	Gmax		1,35	1,35	1,00/1,20			1,00
	Gmin		1,00	1,00	1,00/1,20			1,35
	Qmax		1,35	1,35	1,00/1,20	1,35	1,35	1,00
	Qmin		1,00	1,00	1,00/1,20	1,00	1,00	1,35

Tableau 5-1

5.4 - Combinaisons pour les appuis de ponts routiers

Les combinaisons proposées peuvent être appliquées au calcul des culées avec la différence que les charges sur remblais sont appliquées jusqu'au bord du voile de soutènement, c'est-à-dire que l'on prend en compte l'effet de pesanteur sur le talon pour ces charges.

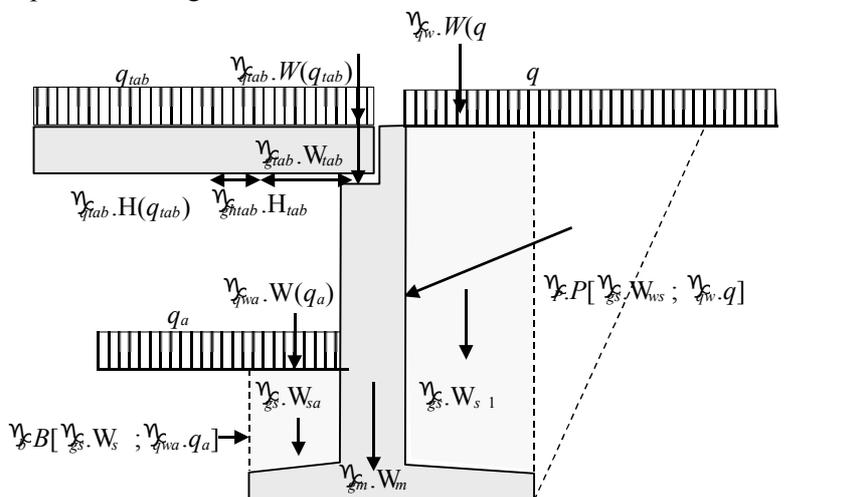


Figure 5-3 : Coefficients partiels appliqués au mur, au sol et aux charges

En notant :

W_{tab} : action verticale de charges permanentes du tablier,

H_{tab} : action horizontale des charges permanentes issue du tablier,

q_{tab} : action des charges mobiles sur la tablier,

H_{qtab} : action horizontale des charges de surfaces du tablier.

γ_{gtab} : coefficients de pondération appliqués aux effets des charges verticales permanentes du tablier,

γ_{ghtab} : coefficients de pondération appliqués aux effets des charges horizontales permanentes du tablier,

γ_{qtab} : coefficients de pondération appliqués aux effets des charges de surface du tablier,

Une sollicitation de calcul prend la forme générale suivante :

$$S \left\{ \begin{aligned} & \gamma_{gm} \cdot W_m + \gamma_{gs} \cdot W_s + \gamma_{gw} \cdot \left(\sum_i (W_{wi} + P(W_{wi})) \right) + \left(\gamma_{gtab} \cdot W_{tab} + \gamma_{ghtab} \cdot H_{htab} \right) + \gamma_{qtab} \cdot (Wq_{tab} + Hq_{tab}) \\ & + \sum_i \gamma_{qwi} \cdot Wq_i + \gamma_p \cdot P \left(\gamma_{gs} \cdot W_s ; \sum_i \gamma_{qwi} \cdot q_i \right) \end{aligned} \right\}$$

On peut en plus prendre en compte si nécessaire les effets de la charge de remblai aval :

$$+ S \left\{ \gamma_{qva} \cdot Wq_a + \gamma_b B \left(\gamma_{gs} \cdot W_s, \gamma_{qva} \cdot q_a \right) \right\}$$

A noter que les ouvrages de type portique, les piédroits étant butés en tête, la combinaison ELU Q_{max} est généralement suffisante pour la vérification du piédroit car le risque de renversement obtenus par Q_{min} est fortement réduit. Néanmoins le risque de glissement peut la rendre nécessaire, il faudrait dans ce cas la prendre en compte.

Chapitre 8

Paramètres à déterminer par le maître d'ouvrage



1 - Éléments de choix de conception

Avec l'arrivée des Eurocodes, l'importance du rôle du maître d'ouvrage est accrue dans les choix de conception.

Ce tableau recense quelques-uns des choix fondamentaux devant être déterminés par le maître d'ouvrage dans son programme pour la conception de l'ouvrage

Paragraphe	Intitulé
0 § 4.1.3	Définir les tassements probables (aléatoires) des lignes d'appuis
0 § 4.2.4	Définir le Niveau des nappes phréatiques quasi permanentes, fréquentes, caractéristiques, accidentelles
0 § 1.1.3	Détermination de la classe de trafic.
0 § 1.5.2	Trottoirs accessible ou non au trafic Présence éventuel d'un véhicule de service sur les trottoirs
0 § 3.5	Détermination de la catégorie de trafic et du type de trafic (longue distance, moyenne, local)
0 § 3.5	Détermination des zones de voies lentes, de la vitesse de circulation des véhicules spéciaux, s'ils circulent avec ou sans le trafic autour, du nombre de véhicules spéciaux roulant simultanément.
0 § 0	Prévoir les camions de tonnage suffisant pour les charges d'épreuves
0 § 1.1.2	Vent : Catégorie de rugosité du site
0 § 1.3	Force statique équivalente au choc routier sur piles de pont
0 §2.5.1	Eventuellement occurrence de passage des véhicules spéciaux du LM3 (engins exceptionnels) Choisir si le véhicule spécial circule avec le trafic (LM1) concomitant ou non
0 § 2.5.1	Eventuels Véhicules de Service sur trottoirs protégés de la chaussée (système de sécurité)
0 § 1.5.2	Trottoirs avec système de sécurité franchissable ou non: présence d'un TS accidentel sur trottoirs non protégés

De manière plus générale, on se reportera au guide technique Sétra « Application des Eurocodes par le maître d'ouvrage – Le programme d'un ouvrage d'art aux Eurocodes » publié en Février 2010.

Notations et symboles utilisés



A_d	Action accidentelle
A_{Ed}	Action sismique
A_{Ek}	Valeur caractéristique de l'action sismique
B	Sollicitation de butée des terres (incluant l'effet de charge de surface) sur le parement fictif aval
C_0	Coefficient d'orographie
C_e	Coefficient d'exposition
C_r	Coefficient de Marston (valeur multiplicative appliquée sur le poids des terres de la traverse)
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
F_d	Force statique équivalente
F_k	Valeur caractéristique
F_v	Action du chargement direct en tête de mur
F_{wk}	Charge de vent caractéristique en exploitation
$F_{wktrafic}$	Charge de vent caractéristique en exploitation accompagnant le modèle de charge $LM1$
G	Enveloppe des charges permanentes
G_{max}	Action permanente ayant des effets défavorables vis-à-vis de l'effet étudié
G_{min}	Action permanente ayant un effet favorables vis-à-vis de l'effet étudié
G_{set}	Action due aux déplacements d'appuis
G_s	Action due aux déplacements du sol (frottement négatif, déplacement latéraux)
G_{tp}	Action due au tassement probable
G_{ta}	Action due au tassement aléatoire
G_w	Action de l'eau due à une nappe phréatique (pression, poussée d'Archimède)
G_{wcara}	Action de l'eau due à un niveau de nappe phréatique caractéristique EH
G_{wfreq}	Action de l'eau due à un niveau de nappe phréatique fréquent EF
G_{wqperm}	Action de l'eau due à un niveau de nappe phréatique quasi permanent EB
G_{wexec}	Action de l'eau due à un niveau de nappe phréatique en exécution
G_{wacc}	Action de l'eau due à un niveau de nappe phréatique accidentel EE
gr_i	Groupe de charges i , cette notion permet de définir clairement les combinaisons des différents modèles de charge à prévoir en vue de leur application simultanée sur les structures
$gr_{1a} (LM1)$	Groupe de charges routières compatibles avec le $LM1$
$gr_{1b} (LM2)$	Groupe de charges routières compatibles avec l'essieu $LM2$
$gr_2 (FH)$	Groupe de charges routières compatibles avec les forces de freinage FH
$gr_3 (TROT)$	Groupe de charges routières compatibles avec la charge de trottoir q_{fk}
$gr_4 (LM4)$	Groupe de charges routières compatibles avec le $LM4$
$gr_5 (LM3)$	Groupe de charges routières compatibles avec le convoi VS du $LM3$
$gr_{1p} (q_{fk})$	Groupe de charges de passerelles piétons compatibles avec la charge $PP(q_{fk})$
$gr_{2p} (Q_{serv})$	Groupe de charges de passerelle piéton compatible avec le véhicule Q_{SERV}
K	Coefficient de poussée du sol sec
P	Sollicitation de poussée des terres sur le parement fictif amont (action des charges de surface comprise)
P_d	Précontrainte ELU
P_k	Précontrainte caractéristique
P_m	Précontrainte moyenne
P_v	Poids volumique moyen
P_w	Pression de l'eau sur le parement fictif amont
P_{wa}	Pression de l'eau sur le parement fictif aval
$P_{warchim}$	Pression de l'eau sous la fondation
Q_{ep}	Charge d'épreuve
Q_{fat}	Charge de fatigue

q_{fk} ($TROT(q_{fk})$)	Charge de trottoir
q_{fkcomb}	Valeur de combinaison de la charge de trottoir (avec LMI caractéristique)
$Q_{lk}, FH(Q_{lk})$	Charge horizontale longitudinale sur les ponts routiers
$Q_{tk}, FH(Q_{tk})$	Charge horizontale transversale ou centrifuge sur les ponts routiers
$Q_{flk}, FH(Q_{flk})$	Charge horizontale longitudinale sur les passerelles piétons
Q_{fivk}	Charge de roue sur trottoir
Q_{kl}	Action variable de base caractéristique
Q_{ki}	Action variable d'accompagnement caractéristique
$Q_{c\neq a}$	Charge d'exécution autre que les charges Q_{ca} (généralement des charges fixes)
Q_{ca}	Charge d'exécution aléatoire (charge de personnel, petit matériel,...)
Q_{cb}	Charge d'exécution de stockage
Q_{cc}	Charge d'équipement non permanent
Q_{cd}	machines et équipements lourds déplaçables
Q_{ce}	accumulation de matériaux de rebut
Q_{cf}	charges dues à des parties d'une structure dans des phases provisoires
Q_{snk}	Charge de neige caractéristique
Q_{serv}	Charge de service sur les trottoirs (en accidentel ou sur les trottoirs accessibles)
q	Action des charges de surface comprises entre le mur et le parement fictif amont
q_a	Action d'une charge de surface uniforme entre le mur et le parement fictif aval
R	Paramètre de Marston permettant de calculer le coefficient de Marston
R_{surf}	Sollicitation due aux actions des charges de surfaces sur le remblai.
R_{sol}	Réaction du sol sous la fondation (contraintes effectives)
r_{sup}, r_{inf}	Coefficients pour le calcul de la précontrainte caractéristique P_k à partir de la précontrainte moyenne P_m
T_a	Tassement aléatoire
T_k	Action thermique caractéristique : enveloppe combinée du gradient thermique et de la dilatation thermique
T_p	Tassement probable
TS	Charge routière de type tandem du modèle de charge LMI
UDL	Charge routière de type répartie uniforme du modèle de charge LMI
W_q	Poids des actions de charges de surface sur le remblai amont
W_{qa}	Poids des actions de charges de surface sur le remblai aval
W_m	Poids du mur
W_m	Poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif amont ,
W_s	Poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif aval,
W_w	Poids de l'eau entre le mur et le parement fictif amont
W_{wa}	Poids de l'eau entre le mur et le parement fictif aval
$\alpha_{q1}Q_{1k}$	Charge d'un essieu du tandem TS du LMI voie 1
$\alpha_{q2}Q_{2k}$	Charge d'un essieu du tandem TS du LMI voie 2
γ	Coefficient de combinaison des États Limites Ultimes
δ_{inc}	Coefficient d'incertitude sur le positionnement des convois VS
δ_{dyn}	Coefficient dynamique sur les convois VS
γ_{sol}	Densité du sol sec ou poids volumique du sol sec
ψ_{01}	Coefficient des actions d'accompagnement principales en combinaison caractéristique
ψ_{0i}	Coefficient des actions d'accompagnement secondaires en combinaison caractéristique
ψ_{11}	Coefficient fréquent de l'action de base en combinaison fréquente
ψ_{21}	Coefficient des actions d'accompagnement principales en combinaisons fréquentes ou quasi permanentes

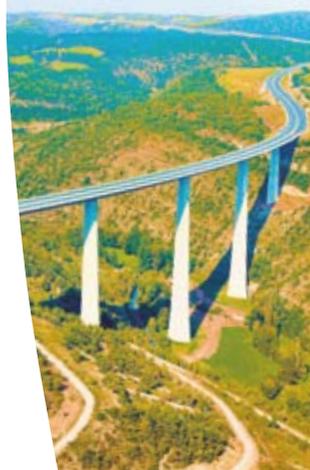
ψ_{2i}	Coefficient des actions d'accompagnement secondaires en combinaisons fréquentes ou quasi permanentes
ρ_{0TA}	Coefficient des actions d'accompagnement principales de tassement en combinaison caractéristique
ρ_{1TA}	Coefficient fréquent de l'action de base de tassement en combinaison fréquente
ρ_{2TA}	Coefficient des actions d'accompagnement principales de tassement en combinaisons fréquentes ou quasi permanentes
ξ	Coefficient de réduction pour les actions permanentes défavorables G_{max}
ζ_T	Coefficient de prise en compte aux ELU des effets thermiques
ζ_{ip}	Coefficient de prise en compte aux ELU des tassements probables
ζ_{ia}	Coefficient de prise en compte aux ELU des tassements aléatoires
σ_h	Contrainte horizontale dans le sol sec
σ_v	Contrainte verticale du sol sec
ω_M	Coefficient de concomitance du gradient avec la dilatation totale
ω_N	Coefficient de concomitance de la dilatation avec le gradient total
χ_{sup}	Coefficient maximum de variabilité des charges permanentes G par rapport à leur valeur moyenne
χ_{inf}	Coefficient minimum de variabilité des charges permanentes G par rapport à leur valeur moyenne
γ_{gm}	Coefficient de pondération appliqué au poids propre du mur
γ_{gs}	Coefficient de pondération appliqué au poids volumique du remblai (amont et aval)
γ_p	Coefficient de pondération appliqué à la poussée amont
γ_b	Coefficient de pondération appliqué à la butée aval
γ_w	Coefficient de pondération appliqué aux effets de l'eau (pression, sous-pression, poids)
γ_{qw}	Coefficient de pondération appliqué aux effets des charges de remblai amont
γ_{qwa}	Coefficient de pondération appliqué aux effets des charges de remblai aval
γ_{qv}	Coefficient de pondération appliqué au chargement en tête du voile
γ_{s3}	Coefficient de méthode

Bibliographie



- Eurocodes :
 - NF EN 1990 : Bases de calcul des structures, mars 2003
 - NF EN 1990 (NF P 06-100-2), Annexe nationale à la NF EN 1990, juin 2004
 - NF EN 1990/A1(Annexe A2), Bases de calcul des structures, juillet 2006
 - NF EN 1990/A1/NA(Annexe A2), Bases de calcul des structures, décembre 2007
 - NF EN 1991-1-1, Actions sur les structures, Partie 1-1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d’exploitation pour des bâtiments, mars 2003
 - NF EN 1991-1-1, Annexe Nationale, 2002
 - NF EN 1991-1-3, Actions sur les structures, Partie 1-3 : Actions générales charges de neige, avril 2004
 - NF EN 1991-1-3, NA, mai 2007
 - NF EN 1991-1-4, Actions sur les structures, Partie 1-4 : Actions du vent, novembre 2005
 - NF EN 1991-1-4, NA, mars 2008
 - NF EN 1991-1-5, Actions sur les structures, Partie 1-5 : Actions thermiques, mai 2004
 - NF EN 1991-1-5, NA, février 2008
 - NF EN 1991-1-6, Actions sur les structures, Partie 1-6 : Actions en cours d’exécution, novembre 2005
 - NF EN 1991-1-6, NA, mars 2009
 - NF EN 1991-1-7, Actions sur les structures, Partie 1-7 : Actions accidentelles, février 2007
 - NF EN 1991-1-7, NA, septembre 2008
 - NF EN 1991-2, Actions sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic, mars 2004
 - NF EN 1991-2, NA, mars 2008

- Eurocode 2 - Application aux ponts-route en béton – Guide méthodologique – Sétra, juillet 2008, 276 p., Réf. 0838
- Eurocodes 3 et 4 - Application aux ponts-routes mixtes acier-béton – Guide méthodologique – Sétra, juillet 2007, 192 p., Réf. 0720
- Application des Eurocodes par le maître d’ouvrage. Le programme d’un ouvrage d’art aux Eurocodes – Guide technique, Sétra, février 2010, 60 p., réf. 1002
- Traitement des obstacles latéraux sur les routes principales hors agglomération – Guide technique – Sétra, novembre 2002, 132 p., Réf. E0233
- Introduction aux Eurocodes. Sécurité des constructions et base de la théorie de la fiabilité. J.A.Calgaro, Ponts et Chaussées, 1996
- Directive "Chocs provenant de véhicules routiers, complément à la norme SIA 261". Office fédéral des routes suisses
- Transports exceptionnels - Définition des convois-types et règles pour la vérification des ouvrages d’art – Document joint à la circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983. Sétra, octobre 1982
- Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoise. S.Brisard. Article du Bulletin Ouvrages d'Art n°54, Sétra, mars 2007, pages 10 à 21, Réf. 0705
- Passerelles piétonnes. Evaluation du comportement vibratoire sous l’action des piétons – Guide technique – Sétra, mars 2006, 92 p., Réf. 0611
- Epreuve de chargement des ponts routes et passerelles piétonnes – Guide technique – Sétra, mars 2004, 56 p., Réf. 0404
- Fascicule 61 - titre II du CPC, Programmes de charges et épreuves des ponts routes
- Ponts mixtes aciers-béton – Guide de conception durable – Sétra, Réf. 1007. *A paraître au premier semestre 2010.*



Ce guide méthodologique aborde la mise en application des prescriptions de l'Eurocode 0 et 1 aux ponts routiers et aux passerelles piétons. Destiné aux projeteurs, il présente les principes de prises en compte des actions et des combinaisons de l'Eurocode et, en particulier, il insiste sur les différences et les nouveautés par rapport à la pratique française. Complétés par des exemples, il ambitionne de servir efficacement la profession des constructeurs de ponts et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il contribuera dans son domaine, à faciliter le passage des règlements de calculs actuels aux Eurocodes.



Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **1004** - Prix de vente : **26 €**

*Couverture - crédit photos : Gérard Forquet (Sétra) ;
vignettes : Véronique-Marielle Bogey-Poesy (1), Gérard Forquet (Sétra) (2-3)
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2010 Sétra - Dépôt légal : 1^{er} trimestre 2010 - ISBN : 978-2-11-099162-1*

Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.
PEFC/10-31-945



**Service d'études
sur les transports,
les routes et leurs
aménagement**

46 avenue Aristide Briand
BP 100 - 92225 Bagneux
Cedex - France
tél : 33 (0)1 46 11 31 31
fax : 33 (0)1 46 11 31 69

**Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique du MEEDDM**

