

# Pathologie et évaluation des ponts existants

par **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées*

*et au Centre des hautes études de la construction*

*Chef de la mission Recherche et réglementation*

*du SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes)*

et **Roger LACROIX**

*Ancien élève de l'École polytechnique*

*Ingénieur des Ponts et Chaussées*

*Professeur honoraire à l'École nationale des ponts et chaussées*

*Président d'honneur de la Fédération internationale de la précontrainte*

*Expert consultant*

<b>1. Panorama des principaux désordres dans les ponts .....</b>	C 4 502 - 2
1.1 Actions sollicitant les ponts .....	— 2
1.2 Dégénération des matériaux .....	— 4
1.3 Erreurs de conception .....	— 7
1.4 Erreurs d'exécution .....	— 11
1.5 Cas particulier des équipements .....	— 12
<b>2. Méthodes d'auscultation des ponts .....</b>	— 16
2.1 Étude des matériaux en place .....	— 17
2.2 Étude du fonctionnement des structures existantes .....	— 20
<b>3. Évaluation des ouvrages existants .....</b>	— 24
3.1 Introduction .....	— 24
3.2 Étapes de l'évaluation .....	— 24
3.3 Préparation du recalcul .....	— 25
3.4 Conduite du recalcul des ouvrages .....	— 26
3.5 Conduite du recalcul d'un pont en état pathologique .....	— 27
<b>Pour en savoir plus.....</b>	Doc. C 4 502

Doc. C 4 502

**L**e pont, ouvrage d'art par excellence, occupe une place très particulière parmi les constructions ; il est un symbole, lui-même paradoxal : franchissant un fleuve, il est un moyen de communication entre les hommes, d'expansion de la civilisation, mais aussi un instrument de conquête et d'invasion. Depuis l'Antiquité, il a été célébré comme la plus accomplie des constructions, ainsi qu'en témoignent les qualificatifs de « Pontifex » appliqué au Père de l'Église ou, plus modestement, de « ponte », généralement grand, appliqué aux personnages importants de l'heure.

Le caractère paradoxal du pont se retrouve dans son comportement mécanique : son schéma statique est simple, ses appuis sont bien définis et matérialisés par des organes précis, au contraire du bâtiment qui, porté par de nombreux voiles ou poteaux, constitue une structure d'un haut degré d'hyperstaticité. Et, cependant, le calcul d'un pont exige une spécialisation particulière que peu de bureaux d'études peuvent se flatter de posséder. La raison principale de cette difficulté réside dans les conditions de service des ouvrages :

— exposés aux intempéries, au sel antiverglas répandu sur les ponts routiers en climat froid, à des charges de trafic à fort effet dynamique et qui dépassent souvent les limites codifiées, les ponts sont soumis à un régime sévère qui justifie le soin particulier apporté à leur projet et à leur exécution ;

— en outre, par le rôle qu'ils jouent dans la vie quotidienne du pays, les ponts sont des ouvrages sensibles à l'opinion publique : la fermeture d'un ouvrage, même temporaire, pour une opération d'entretien ou de réparation, entraîne des réactions vives de la part des usagers, prompts à dénoncer le laxisme, voire l'incurie des services publics.

*Les ponts vieillissent, mais, compte tenu de leur importance sociale, ils doivent être l'objet de soins particuliers pour qu'ils puissent assurer leur fonction pendant la durée de vie qui leur a été assignée. Ils ne sont pas toujours en bonne santé, et il n'est pas toujours facile de diagnostiquer une maladie, puis de prescrire le bon remède. Le présent article propose un panorama des principaux types de désordres affectant les ponts et des méthodes de diagnostic les plus modernes, avant de développer la problématique fort délicate de l'évaluation des ouvrages existants.*

*Compte tenu de l'étendue du sujet, l'exposé se limite à l'étude des tabliers de ponts en béton ou en acier : il ne traite donc pas d'autres types de constructions (par exemple les ponts en bois ou en maçonnerie) et n'aborde pas non plus la pathologie des fondations.*

Le texte qui suit reprend, en les condensant, plusieurs chapitres de l'ouvrage [1] « Maintenance et réparation des ponts – Sous la direction de J.-A. Calgaro et R. Lacroix – Presses de l'École nationale des ponts et chaussées (1997) » – à la rédaction duquel ont collaboré : Ch. Binet-Tarbé de Vauxclairs, J. Chatelain, B. Fargeot, M. Fragnet, B. Godart, J.P. Gourmelon, Ph. Lecroq, D. Poineau, A. Raharinaïvo, M. Salomon†, J. Seantier, J.N. Theillout, Ch. Tourneur, J. Trinh. Il ne comporte que peu de références bibliographiques : pour de plus amples informations sur les techniques présentées, le lecteur pourra se reporter à la riche bibliographie fournie dans l'ouvrage qui vient d'être mentionné.

## 1. Panorama des principaux désordres dans les ponts

Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable et dont les causes sont multiples. L'inventaire qui en est fait ci-après ne saurait être exhaustif : il propose seulement une classification des désordres les plus fréquemment observés pour faciliter l'exposé des méthodes permettant de les caractériser et de les traiter.

La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent la manifestation tangible d'un endommagement, qu'il s'agisse de ponts en béton ou métalliques (fissures dues à la fatigue). Et certaines fissures peuvent sembler bénignes à l'œil nu, alors qu'en mesurant avec précision leur mouvement on peut mettre en évidence un sérieux défaut de résistance structurale. Par ailleurs, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents (cas des bétons attaqués par alcalioréaction [2]).

### 1.1 Actions sollicitant les ponts

Le poids propre est rarement une cause directe d'apparition de désordres, bien que l'examen de notes de calculs révèle parfois de graves erreurs ou imprécisions (masse volumique sous-estimée, erreurs de mètres, « oubli » du poids de certaines pièces, sous-estimation du poids des équipements et des ouvrages des concessionnaires). D'autre part, pendant la vie de l'ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative, comme, par exemple, celui du ballast interposé entre la voie et le tablier d'un pont ferroviaire. Mais ce sont surtout les actions variables (dues au trafic et actions naturelles) ou accidentelles qui sont en partie responsables de la dégradation des ouvrages.

#### 1.1.1 Actions dues au trafic

Le trafic sur les ponts est l'une des causes majeures de leur vieillissement, tant par ses effets extrêmes que par ses effets répétitifs (fatigue). En France, les textes se sont succédés depuis 1858 pour les ponts ferroviaires et 1869 pour les ponts routiers, apportant, avec une périodicité moyenne d'une vingtaine d'années, de nouveaux modèles sensiblement plus lourds que les précédents. Prochainement, les charges de trafic sur les ponts seront définies par la norme européenne ENV1991-2 (cf. [Doc. C 4 502]).

Le trafic routier sollicite dynamiquement les ponts : l'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, où l'on observe souvent une fissuration des dalles de couverture en béton armé plus dense que dans les autres parties.

Quant aux ponts ferroviaires, bon nombre d'entre eux sont anciens, la plupart du temps en maçonnerie ou métalliques, et se comportent de façon à peu près satisfaisante car la capacité résistante des matériaux (la fonte, le fer puis l'acier) n'a pas été utilisée au maximum lors de leur construction. On peut encore aujourd'hui faire circuler, sur des ponts métalliques âgés de plus de 100 ans, des trains à peu près deux fois plus lourds que ceux pris en compte à l'origine, à des vitesses trois à quatre fois plus grandes. Mais l'augmentation du service demandé à ces ponts se traduit inéluctablement par un endommagement en fatigue et un raccourcissement corrélatif de leur durée de vie ([§ 1.3.2.2](#)).

Les principales actions spécifiques liées au trafic ferroviaire sont les suivantes :

- chocs lors du passage des trains sur des rails interrompus, engendrant une déconsolidation des assemblages rivés ;
- interaction complexe rails-tablier, lorsqu'ils sont continus (LRS : longs rails soudés), due aux variations de température ;
- apparition possible de phénomènes de résonance lorsque la vitesse des trains dépasse 200 km/h ;

- existence d'efforts de lacet, analogues à des chocs latéraux sollicitant les attaches des rails, susceptibles d'ébranler les assemblages ;
- très importantes forces de freinage et d'accélération, pouvant atteindre 6 000 kN pour des tabliers longs et continus, nécessitant des points d'ancrage extrêmement résistants (généralement sur culées) ;
- effets de souffle provoqués par les trains à grande vitesse sur les équipements placés en bordure de voie ;
- situations accidentielles de déraillement.

## 1.1.2 Actions climatiques

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la **température** et le **vent** [3][4]. La neige ne concerne que des ouvrages couverts en site montagneux.

■ Les effets de la **température** dans les ponts se manifestent de nombreuses façons, en modifiant la vitesse de certaines réactions chimiques, ou bien les propriétés des matériaux ou encore le comportement structural.

L'action de la température sur les matériaux est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, par exemple, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). À l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion. Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin, la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et accroît le risque de fissuration lors du refroidissement.

L'acier est également sensible à la température. Lorsque l'on fait varier la température d'une éprouvette d'acier soumise à un effort de traction, on constate une variation parallèle de ses caractéristiques de ductilité. Pour certains aciers, si la température descend au-dessous d'un certain seuil, on constate une tendance à la fragilité : la rupture se produit pratiquement sans déformation plastique préalable.

La température engendre, dans les structures hyperstatiques, des efforts dont on a parfois sous-estimé l'intensité ou que l'on a même négligés, comme dans le cas des ponts jusqu'à ce que les codes de calcul en imposent explicitement la prise en compte dans les combinaisons d'actions. Les répartitions non uniformes de température dans un tablier de pont dépendent de l'ensoleillement, du vent et, dans le cas des ponts mixtes, des différences de capacité et de conductivités thermiques respectives de l'acier et du béton. Des répartitions non uniformes de température existent non seulement dans le sens de la hauteur (ou de l'épaisseur) d'un tablier, mais aussi dans le sens transversal, selon l'exposition de l'ouvrage. Des répartitions de température complexes affectent également les piles et les parois mêmes des structures lorsque leurs faces sont en contact avec des milieux de températures différentes.

Dans le cas des ponts mixtes, un phénomène supplémentaire a été mis en évidence à plusieurs reprises : la détérioration de la qualité de la connexion résultant de différences (faibles mais réelles) entre les coefficients de dilatation et de contraction des matériaux, tant pour le béton que pour l'acier.

■ En ce qui concerne le **vent**, son action sur les structures se manifeste de nombreuses manières : cela va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leur mise en mouvement éventuelle, pouvant provoquer des phénomènes de flottement ou de galop dans le cas de structures souples (ponts à câbles). Les efforts alternés résultant d'un écoulement tourbillonnaire peuvent également engendrer, en l'absence de dispositions appropriées, des phénomènes de fatigue dans les câbles, aboutissant à des ruptures.

**Nota :** le phénomène de galop (*galloping* en anglais) est lié à une instabilité aérodynamique d'une structure exposée au vent. Il s'agit principalement d'un flottement à un degré de liberté en flexion ou en torsion. L'angle d'incidence apparent du vent par rapport à la structure est variable du fait du mouvement de celle-ci et peut, dans certains cas, engendrer des forces de portance ou des moments de tangage qui agissent dans le sens du mouvement et qui, par conséquent, l'entretiennent en l'amplifiant.

## 1.1.3 Actions accidentielles

### 1.1.3.1 Action mécanique de l'eau

L'action mécanique de l'eau sur les structures se manifeste à travers les phénomènes d'affouillement et d'abrasion.

Dans le passé, l'affouillement des rivières autour des piles fut, avec les guerres, la principale cause de destruction des ponts. De nos jours, les techniques d'exécution de fondations profondes sont parfaitement maîtrisées par les entreprises spécialisées et les conséquences accidentielles d'affouillements ne sont plus à craindre pour les ouvrages neufs correctement fondés. Elles le sont, par contre, toujours pour les ouvrages anciens ou même récents lorsque leurs fondations manquent de robustesse.

### 1.1.3.2 Séismes

NOMBREUSES SONT LES RÉGIONS DU MONDE QUI CONNAISSENT UNE ACTIVITÉ SISMIQUE RÉGULIÈRE, ATTEIGNANT PARFOIS UNE RARE VIOLENCE. LES CONSÉQUENCES D'UN SÉISME PEUVENT DEVENIR DRAMATIQUES DÈS QUE L'ACCÉLÉRATION AU SOL DÉPASSE 0,3 g. DE FAÇON SCHÉMATIQUE, UN SÉISME EST UN DÉPLACEMENT IMPOSÉ INDUISANT, DANS LES DIVERSES PARTIES D'UN PONT, DES EFFORTS DONT L'INTENSITÉ EST D'AUTANT PLUS ÉLEVÉE QUE LES PARTIES EN QUESTION SONT PLUS LOURDES ET RIGIDES. ON A SOUVENT NOTÉ LE BON COMPORTEMENT DES PONTS-DALLES EN BÉTON ARMÉ OU PRÉCONTRAINTE À PLUSIEURS TRAVÉES LORSQU'ILS N'ÉTAIENT PAS TROP BIAIS, ET MÊME DES POUTRES PRÉCONTRAINTEES PAR POST-TENSION, LORSQU'ELLES ÉTAIENT CONTREVENTÉES ET REPOSAIENT SUR DES APPUIS EN NÉOPRÈNE. PAR CONTRE, LES EFFONDREMENTS LES PLUS SPECTACULAIRES ONT ÉTÉ OBSERVÉS DANS LE CAS DE STRUCTURES PEU HYPERSTATIQUES COMPORTANT DES ÉLÉMENS DE DUCTILITÉ INSUFFISANTE, LIÉE LE PLUS SOUVENT À UNE INSUFFISANCE D'ARMATURES TRANSVERSALES ET/OU À UN EXCÈS D'ARMATURES LONGITUDINALESMAL MAINTENUES DANS LES ZONES SOLICITÉES AU-DELÀ DU DOMAINE ÉLASTIQUE.

### 1.1.3.3 Chocs de navires et de bateaux

LES CHOCOS DE NAVIRES (EN SITE MARITIME) OU DE BATEAUX (SUR LES VOIES NAVIGABLES) CONTRE DES PILES DE PONTS SONT DES ÉVÉNEMENTS MOINS RARES QU'ON NE LE PENSE GÉNÉRALEMENT. DANS LE MONDE, LA FRÉQUENCE D'ACCIDENTS AUX CONSÉQUENCES CATASTROPHIQUES, AVEC PERTES DE VIES HUMAINES (200 À 300 PERSONNES) ONT TROUVÉ LA MORT DANS CE GENRE DE CIRCONSTANCE ENTRE 1960 ET 1983) OU IMPORTANTS DÉGÂTS AFFECTANT LES OUVRAGES, EST DE L'ORDRE DE 1,5 PONT/AN. EN FRANCE, LA PROBABILITÉ ANNUELLE, PAR PONT ET PAR BATEAU, D'UN CHOC À « HAUTE ÉNERGIE » (PLUS DE 2 MNM) EST DE L'ORDRE DE  $10^{-7}$ ; CELLE D'UN CHOC QUELCONQUE EST PLUTÔT DE L'ORDRE DE 2 À  $5 \times 10^{-7}$ .

### 1.1.3.4 Chocs de véhicules routiers et ferroviaires

LES CHOCOS DE VÉHICULES SUR LES PILES DE PONTS SONT DES ACCIDENTS RELATIVEMENT FRÉQUENTS. SI L'ON S'EN TIEN T AUX CHOCOS AVEC DOMMAGES NÉCESSITANT DES RÉPARATIONS, DUS AUX SEULS VÉHICULES LOURDS, DES STATISTIQUES RÉCENTES MONTRENT QUE LEUR FRÉQUENCE SUR LES AUTOROUTES FRANÇAISES EST DE L'ORDRE DE 6 CHOCOS/AN POUR UN RÉSEAU D'ENVIRON 6 200 KM.

LES CHOCOS SUR TABLIERS SONT MOINS FRÉQUENTS, MAIS BEAUCOUP PLUS DANGEREUX DANS LE CAS DES PASSERELLES, DU FAIT DE LEUR LÉGÈRETÉ, OU MÊME DANS LE CAS DE TABLIERS DE PONTS PEU ROBUSTES (PAR EXEMPLE, TABLIERS À POUTRELLES PRÉCONTRAINTEES PAR FILS ADHÉRENTS). LES DÉTÉRIORATIONS VONT DE SIMPLES ÉPAUFRURES (MAIS QU'IL CONVIENT DE TRAITER POUR ÉVITER LA CORROSION DES ARMATURES) À DE VÉRITABLES FRACTURES SELON LA NATURE ET LES DIMENSIONS DE LA MARCHANDISE TRANSPORTÉE.

### 1.1.3.5 Incendies

Aussi curieux que cela puisse paraître, l'action du feu sur les ouvrages d'art présente une probabilité absolue comparable à celle des chocs de véhicules lourds sur les piles ou les tabliers. En effet, on dénombre près d'une centaine d'incendies majeurs de poids lourds (c'est-à-dire provoquant des dégâts) par an sur le réseau autoroutier. Une évaluation statistique élémentaire montre que l'on observe de 2 à 2,5 incendies de poids lourds par an se produisant sur ou sous des ouvrages autoroutiers. Ces incendies endommagent le béton dès que sa température atteint 200 °C ; les armatures de précontrainte sont sensibles dès 175 °C, tandis que les armatures à haute adhérence résistent jusqu'à 350 – 450 °C.

## 1.2 Dégradation des matériaux

### 1.2.1 Altérations du béton

Même s'il est souvent considéré, à juste titre, comme un matériau durable, le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et des gaz dans son système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles [5].

#### 1.2.1.1 Dégradations d'origine physique ou mécanique

Les principales causes de dégradation d'origine physique ou mécanique sont les cycles de gel-dégel et divers processus d'érosion ou d'abrasion.

##### Cycles de gel-dégel

Les dégradations dues aux cycles de gel-dégel affectent principalement les parties non protégées par un revêtement étanche et sont amplifiées par l'utilisation de sels antiverglas. Les symptômes les plus courants sont l'écaillage de surface et le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné le plus souvent d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation. Quant aux sels antiverglas, ils peuvent provoquer une microfissuration résultant de la chute brutale de température du matériau lorsque fond la couche de glace par suite de la pénétration des ions chlorures, et déclencher la corrosion des armatures.

La gélivité des granulats a aussi une influence sur la résistance des bétons aux basses températures. Il semble qu'il existe une dimension critique des granulats au-delà de laquelle les pressions hydrauliques provoquées par le gel et l'expulsion de l'eau de leurs pores dépassent leur résistance mécanique.

##### Dégradation mécanique

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion concernent principalement les piles de ponts en maçonnerie soumises à l'action du courant ou subissant des chocs de corps flottants. Dans le cas des ponts dépourvus d'étanchéité (ce qui n'est pas recommandé), supportant un trafic circulant directement sur le béton de la dalle de couverture, des feuillettages locaux de ce béton ont été observés aboutissant, dans les cas les plus graves, à la chute de plaques de béton et à la création de trous dans le houardis.

#### 1.2.1.2 Dégradations d'origine physico-chimique

Le retrait, phénomène d'origine physico-chimique, provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle, lorsque toutes les dispositions pour limiter les effets n'ont pas été adoptées. Certaines fissures peuvent apparaître une ou deux heures après le bétonnage, provoquées par le tassemement du béton frais dans les coffrages et le ressauage qui l'accompagne, ou par une

sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité, et reproduisent souvent le tracé de la nappe supérieure de ferraillage. D'autres fissures apparaissent juste après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté ; elles sont généralement fines et peu profondes, et trouvent leur origine dans le retrait correspondant à la contraction « Le Chatelier » (retrait d'autodessiccation). Elles sont plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause, et peuvent même être traversantes dans le cas de pièces massives lorsque le ciment utilisé a une chaleur d'hydratation particulièrement élevée. Enfin, des fissures peuvent apparaître plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Ces fissures sont créées par le retrait de dessiccation, encore appelé retrait à long terme, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

### 1.2.1.3 Dégradations d'origine chimique

##### Action du dioxyde de carbone

Le béton, presque toujours en contact avec l'air ambiant, est soumis à l'action du dioxyde de carbone. Ce dernier, inerte lorsqu'il est sec et dont la teneur normale dans l'air ambiant est de l'ordre de 0,03 à 0,05 % en volume, se dissout aisément dans l'eau (à peu près à volume égal) pour donner un acide faible de formule  $H_2CO_3$ . Il réagit alors avec la majorité des hydrates du ciment et cette réaction porte le nom de **carbonatation** [5]. Elle ne se produit que si cet acide peut pénétrer dans les pores du béton, c'est-à-dire si ces derniers ne sont pas totalement obturés. Lorsqu'elle parvient au voisinage des armatures en acier, la carbonatation supprime donc toute réserve d'alcalinité au niveau des aciers, qui peuvent alors amorcer leur processus de corrosion, d'autant plus rapidement que des ions agressifs comme les chlorures sont présents en quantité importante. La profondeur de pénétration de la carbonatation est de l'ordre de 2 mm au bout d'un an, 8 mm au bout de 10 ans et 20 à 25 mm au bout de 50 ans. Toutefois, dans les ouvrages réels, les résultats de mesures sont très dispersés.

##### Action des ions sulfates et sulfures

Les ions sulfates, présents dans les eaux séléniteuses (eaux souterraines sulfatées), l'eau de mer, certains remblais (schistes houillers), voire certaines pluies acides, déplacent le calcium de son hydroxyde pour former de l'anhydrite, sulfate de calcium anhydre  $CaSO_4$ , produit relativement soluble qui peut soit conduire à un lessivage, soit s'hydrater, avec un léger gonflement, en gypse moins soluble. L'action la plus nocive se produit lorsque ce gypse secondaire réagit à son tour avec les aluminaux de calcium, formant de l'ettringite (sulfate hydraté de calcium et d'aluminium) dont la cristallisation, sous forme d'aiguilles, développe des pressions considérables pouvant conduire à la ruine du béton.

Le sulfure d'hydrogène n'a, quant à lui, pas d'action directement nocive sur le béton. Mais la présence de bactéries aérobies catalyse l'oxydation des sulfures en soufre puis en sulfates, en produisant de l'acide sulfurique ; ce dernier entraîne alors un lessivage de l'hydroxyde de calcium par réaction acide-base et une expansion sous forme d'ettringite selon le processus décrit précédemment.

##### Action des chlorures

Les deux principales sources de chlorures susceptibles de contaminer le béton sont les sels antiverglas et l'eau de mer. Les ions chlorures pénètrent dans le béton par diffusion et réagissent avec les aluminaux de calcium pour former le chloroaluminate, produit stable et qui se forme sans expansion susceptible de provoquer la dégradation du matériau. Les problèmes apparaissent, en fait, lorsque les ions chlorures non fixés atteignent les armatures, ce qui peut se produire assez facilement dans un tablier de pont.

L'action de l'eau de mer est complexe : elle agit principalement par l'intermédiaire du sulfate et du chlorure de magnésium qu'elle contient, parfois par l'intermédiaire du sulfure d'hydrogène (cas de la mer Méditerranée). Le sulfate de magnésium, sel acide, réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de magnésium. Le sulfate de calcium peut conduire à la précipitation d'ettringite secondaire comme indiqué

précédemment. Le chlorure de magnésium est, comme le sulfate de magnésium, un sel acide susceptible de former, avec l'hydroxyde de calcium, du chlorure de calcium, très soluble, qui peut ensuite réagir avec les alumates de calcium pour donner le chloroaluminate. Ce dernier, en présence d'ions sulfates, se transforme en ettringite expansive.

Ce sont, bien sûr, les parties de structure situées dans la zone de marnage qui sont les plus exposées à ces réactions chimiques, indépendamment de l'action mécanique des vagues.

### ■ L'alcali-réaction

Les mécanismes des alcali-réactions [2], complexes, se développent au sein des structures de façon généralement hétérogène. Ils résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle, contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats (silice amorphe ou cryptocrystalline) ; la chaux et l'humidité créent un environnement propice.

Parmi les trois réactions actuellement connues, à savoir les réactions alcali-silice, alcali-silicate (proche de la précédente) et alcali-carbonate, la plus fréquente est la première : les alcalins, qui proviennent essentiellement du ciment mais aussi, dans certains cas, de l'altération des granulats en milieu basique (tels les granulats contenant des feldspaths, des micas ou des argiles), commencent par migrer au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton et entrent en contact avec les particules de silice réactive présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Il se forme alors un gel de silicate alcalin. Ensuite, ce gel de silicate alcalin se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) pour former un gel silico-calco-alcalin. Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau et possède la propriété d'être gonflant. Il peut alors provoquer une expansion du béton, une tension dans les armatures passives, voire une surtension dans les armatures actives.

Les produits de la réaction sont souvent observés autour des granulats, mais aussi dans les fissures des granulats ou dans les pores et les fissures de la pâte de ciment. Le gel peut migrer au sein du béton et, lorsqu'il est suffisamment fluide, s'écouler par les fissures du parement des constructions. La viscosité du gel de réaction joue donc un rôle important, et il semble qu'elle soit fonction de sa composition chimique.

Les produits de la réaction peuvent prendre différents aspects qui vont du gel parfaitement lisse (aspect craquelé au microscope électronique à balayage) à des amas de cristaux (aspect de roses des sables, de lamelles, de filaments), en passant par diverses morphologies intermédiaires.

La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré : **faïençage** avec des mailles de petite dimension (20 à 50 mm) et une profondeur de fissure assez faible (quelques centimètres), ou **réseau de fissures** de dimension plus grande (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm).

## 1.2.2 Corrosion de l'acier

Sous l'action d'agents atmosphériques ou de réactifs chimiques, l'acier se corrode [6], c'est-à-dire se transforme en oxydes, sulfures, carbonates, etc., ou en une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant. Cela entraîne une dégradation de ses propriétés.

Dans les ouvrages de génie civil, le type de corrosion prédominant de l'acier est la corrosion dite en solution, résultant d'un processus électrochimique.

Les facteurs de corrosion sont très nombreux. De manière simplifiée et non exhaustive, on peut dire que les uns dépendent du métal lui-même et que les autres dépendent du réactif. Les premiers se répartissent en facteurs métallurgiques (composition, traitements thermiques, mécaniques et de surface) et en facteurs liés aux conditions d'utilisation (conception des pièces et des assemblages, sollicitations mécaniques, état de surface). Les seconds sont essentiellement la nature du réactif, sa concentration, son pH, sa teneur en oxygène, la température, la pression, la présence d'impuretés ou d'inhibiteurs.

### 1.2.2.1 Corrosion atmosphérique

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une rouille très adhérente et possédant un volume très supérieur à celui de l'acier dont elle est issue : plus du sextuple en cas de renouvellement non limité de l'oxygène. Les rôles principaux sont, en général, tenus par l'oxygène et l'eau. L'expérience montre que la corrosion ne devient sensible qu'au-delà d'un certain seuil du taux d'humidité relative, de l'ordre de 50 à 70 %. Mais la présence de poussières et autres dépôts solides étrangers à la surface de l'acier peut abaisser notablement la valeur de ce seuil et favoriser le déclenchement de la corrosion. Certains composants, tel le sulfate d'ammonium, induisent et activent la corrosion à l'endroit où ils se déposent. D'autres composants agissent indirectement, par exemple en absorbant les gaz sulfureux acides (comme la suie). Il en résulte que la pollution atmosphérique, malheureusement fort importante dans les sites urbains des pays industrialisés, contribue à l'accélération du processus de corrosion. Les agents agressifs les plus courants sont l'anhydride sulfureux (issu de la combustion des fuels domestiques et industriels) et les chlorures hygroscopiques tels les chlorures de lithium, de calcium et de magnésium. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de 10 °C double la vitesse de réaction.

Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche d'électrolyte, à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution, et cette couche n'empêche nullement la diffusion de l'oxygène.

### 1.2.2.2 Corrosion des armatures dans les structures en béton armé et précontraint

La corrosion des armatures passives dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'important gonflement résultant du passage de l'acier à l'état de rouille entraîne un éclatement du béton de protection, tandis que la section résistante des armatures diminue. Mais c'est surtout leur ductilité et leur résistance à la fatigue qui sont affectées.

Le taux de corrosion le plus élevé est observé dans les couches superficielles des pièces en béton soumises à des alternances régulières de sécheresse et d'humidité. Il n'est pas rare de voir ressortir les armatures dites « de peau » sur les parements d'ouvrages âgés seulement de quelques années. Cependant, à l'intérieur du béton, le renouvellement de l'oxygène est gêné : le gonflement dû à la rouille peut rester limité et n'entraîner aucune fissuration apparente : un tel phénomène, rare au demeurant, peut être très dangereux puisque les propriétés des armatures s'affaiblissent sans que l'on puisse s'en rendre compte.

Au départ, la surface de l'acier noyé dans le béton est au contact d'une solution d'hydroxyde de calcium dont le pH est supérieur ou égal à 12,5, et qui développe un film d'oxyde stable dans ce milieu alcalin. Ce film passe l'acier en empêchant l'oxygène d'entrer en contact avec le métal. Mais il peut être détruit, sur des zones d'étendue variable, lorsque le pH du béton tombe au-dessous d'une valeur de l'ordre de 10, circonstance se produisant, notamment, lors du processus de carbonatation ou lorsque les ions chlorures atteignent la surface de l'acier. En fait, l'attaque des armatures passives par les ions chlorures est rarement la cause unique de la détérioration progressive d'une structure, mais, combinée avec d'autres faiblesses, elle constitue très probablement un facteur aggravant. Une fois le film protecteur détruit, la corrosion de l'acier se développe selon le processus électrochimique classique, dépendant de la résistivité électrique du béton et de la présence d'oxygène en milieu humide.

L'écran physique que constitue l'enrobage contribue à garantir la durabilité de la structure à condition que son épaisseur soit suffisante mais il faut également qu'il présente une bonne compacité.

Ce qui vient d'être dit s'applique également aux armatures de précontrainte [7], particulièrement vulnérables lorsque leur enrobage ou la qualité de leur injection sont insuffisants. Mais les câbles de précontrainte peuvent être affectés par d'autres formes de corrosion

qui sont la corrosion fissurante sous contrainte, la fragilisation par l'hydrogène atomique et le phénomène de « *fretting-fatigue* ». Ces formes de corrosion, qui peuvent aussi affecter la suspension des ponts à câbles, sont décrites au paragraphe [1.2.3](#).

#### 1.2.2.3 Autres formes de corrosion

Il existe d'autres formes de corrosion que celles précédemment décrites. Nous citerons simplement, pour mémoire :

- la corrosion par influence de courants vagabonds sur des pièces métalliques situées à proximité de tramways ou de chemins de fer alimentés en courant continu ;

- la dégradation microbienne, due à des bactéries produisant de l'acide sulfurique (*thiobacilles*) ou du sulfure d'hydrogène (bactéries sulfate-réductrices) se combinant avec les ions  $\text{Fe}^{2+}$  pour former des sulfures insolubles. Si, par un moyen mécanique, la couche de sulfures est partiellement détruite, il se forme une pile entre le métal anodique et les sulfures cathodiques.

### 1.2.3 Pathologie des câbles de suspension

Les ponts à câbles regroupent essentiellement les ponts suspendus et les ponts à haubans [8].

■ Les principaux types de câbles porteurs des ponts suspendus sont :

- les câbles à fils parallèles, qui se présentent sous forme d'un faisceau de fils maintenus joints par des flettes (fils métalliques enroulés sous tension) disposées à intervalles réguliers ; chaque fil est protégé individuellement à l'aide de brai de houille ;

- les câbles torsadés, dont les fils constitutifs sont assemblés entre eux en torons de 7 à 19 fils, puis ces torons sont câblés en hélice autour d'un toron central métallique ou textile ;

- les câbles toronnés, clos ou non : ce sont les plus fréquemment rencontrés sur les ponts suspendus ; ils sont constitués de fils enroulés en hélice autour d'un fil d'âme, en couches successives à pas inversés. Les câbles clos sont dotés de fils profilés en Z dans leurs couches périphériques.

■ Dans le cas des ponts à haubans, les câbles employés sont essentiellement des câbles de type précontrainte, mais avec des dispositions spéciales pour assurer la protection anticorrosion. On retrouve, comme éléments de base, les constituants des câbles de précontrainte classiques : barres, fils et torons. Citons aussi les câbles de haubanage à fils parallèles dérivés des câbles de précontrainte : ils sont constitués de fils de 7 mm de diamètre, ancrés individuellement dans un culot. Ils peuvent comporter de 50 à 400 fils maintenus en faisceau par un toronnage à très long pas et placés dans une gaine métallique ou en polyéthylène armé ou non. L'ensemble est protégé par injection, généralement d'un coulis à base de résine époxyde et/ou de ciment.

Les principaux désordres pouvant affecter la suspension des ponts à câbles se manifestent par une réduction de section ou par une fissuration des fils constitutifs, susceptibles d'aboutir à la rupture de ces derniers. Ces deux phénomènes peuvent, l'un comme l'autre, avoir deux origines, l'une électrochimique : la corrosion, l'autre mécanique : le *fretting*.

#### 1.2.3.1 La corrosion

En règle générale, on observe principalement la corrosion par dissolution et la corrosion fissurante sous contrainte.

■ Corrosion par dissolution

La structure des câbles de type classique n'assure pas l'étanchéité vis-à-vis des eaux ruissellement ; ils sont donc le siège d'une circulation d'eau quasi permanente provoquant des phénomènes de corrosion aux points de rétention. Cette corrosion, dite « aqueuse », généralement par piqûres, est un phénomène électrochimique ayant pour origine l'hétérogénéité des matériaux ou celle du milieu environnant, cas le plus courant. Les zones de rétention d'eau se situent dans les parties basses des câbles, près des ancrages, en bas de

parabole pour les ponts suspendus, ainsi qu'en tout point faisant obstacle à l'écoulement : intérieur des faisceaux, des colliers d'attache, des colliers d'épanouissement, entrée des selles de déviation, etc.

#### ■ Corrosion fissurante sous contrainte

La corrosion fissurante sous contrainte, parfois improprement appelée corrosion fissurante sous tension, est liée, comme son nom l'indique, à la formation de fissures transversales à l'échelle de son réseau cristallin lorsque l'acier est le siège de contraintes de traction, aboutissant, à terme, à la rupture brutale de l'élément concerné. Elle affecte surtout les pièces présentant une composition chimique et une structure métallurgique défavorables, soumises en outre à d'importants efforts de traction.

Ses mécanismes sont plus complexes que ceux de la corrosion par dissolution puisqu'ils font intervenir à la fois les phénomènes de pile par aération différentielle, de pile galvanique et de fragilisation par l'hydrogène.

Les divers stades d'amorçage d'une fissure peuvent être décrits de la façon suivante : après fissuration des oxydes superficiels sous l'effet de la contrainte, formation d'une pile galvanique entre ces mêmes oxydes et le métal sous-jacent, production d'hydrogène naissant (protons) lors de la réaction d'oxydation, fragilisation du métal et fissuration de ce dernier par suite de la diffusion de l'hydrogène atomique qui se recombine en hydrogène moléculaire dans les vides du réseau cristallin en exerçant des pressions considérables. Les mêmes facteurs entrent en jeu pour la propagation, sous réserve que le facteur d'intensité des contraintes  $K$ , en fond de fissure, dépasse un seuil critique.

**Note :** à l'extrémité d'une fissure, l'intensité du champ de contraintes, dans un matériau élastique linéaire, est caractérisée par un seul paramètre, le facteur d'intensité de contrainte  $K$ , fonction de la géométrie de la pièce et de la fissure, de la dimension de celle-ci et du chargement. D'une façon générale :

$$K = \sigma Y / \sqrt{a}$$

avec       $Y$       facteur géométrique (souvent fonction de  $a$ ),  
 $\sigma$       contrainte nominale,  
 $a$       longueur de la fissure.

Pour ce qui est de ce facteur  $K$ , on a longtemps estimé que la contrainte « de service » des câbles de suspension les plaçait au-dessous du seuil critique. Mais l'état des contraintes dans les fils des câbles toronnés est complexe et la combinaison des contraintes résiduelles de toronnage et d'effets de flexion parasites conduit souvent, en fibre externe, à des contraintes de traction supérieures au seuil d'amorçage de la corrosion fissurante sous contrainte.

#### 1.2.3.2 Le fretting

Dans le cas des câbles de suspension, de petits déplacements relatifs se produisent entre les fils d'un même câble (contacts interfilaires dans un même toron ou entre torons joints) ou entre les fils d'un câble et les pièces d'ancrage (culot, clavettes, trompette, etc.), d'appui (selles, déviateurs) ou de liaison (colliers). Ces déplacements sont engendrés par les vibrations, les variations de contraintes, de traction ou de flexion, liées au trafic ou aux déformations thermiques. Ils engendrent un frottement en petits débattements, appelé *fretting*, dont la répétition provoque une usure ou une fissuration de surface préjudiciables à la tenue dans le temps des éléments en cause.

Lors des déplacements tangentiels relatifs des solides concernés, les écrans naturels que constituent, entre autres, les oxydes superficiels sont détruits et les débris ainsi obtenus ou provenant des solides eux-mêmes forment ce qu'il est convenu d'appeler le « troisième corps ». Au cours des déplacements cycliques relatifs des deux corps solides, les particules constituant le troisième corps sont successivement détachées, transportées et éliminées de la zone de contact, puis recirculées dans cette zone. Il peut en résulter un endommagement du câble par usure, souvent, et improprement, appelée « *fretting-corrosion* » en raison du fait que les débris d'usure s'oxydent très rapidement sous forme d'une poudre rouge.

À cette usure peut s'ajouter l'apparition de fissures de fatigue engendrées par la combinaison des effets des frottements en petits débattements et des variations de contrainte : on parle alors de phénomène de « **fretting-fatigue** ». Une fois la fissure amorcée, elle peut se propager sous la seule action des sollicitations cycliques de traction.

À noter que ce phénomène peut également affecter les câbles de précontrainte là où ils sont en contact direct avec leurs conduits métalliques, c'est-à-dire à l'intérieur des parties courbes de leur tracé. La pression latérale, jointe au mouvement relatif, même très petit, entre les câbles et leur conduit au voisinage des fissures, provoque un frottement des fils ou torons donnant naissance au phénomène de fissuration par fatigue (surtout lorsque les conduits sont en feuillard nervuré). La protection des câbles vis-à-vis de la pénétration d'humidité et d'oxygène se détériore, ce qui peut amorcer un processus de corrosion.

## 1.3 Erreurs de conception

### 1.3.1 Ponts en béton armé ou précontraint

#### 1.3.1.1 Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant

Par le passé, de nombreux ponts ont connu des désordres plus ou moins graves par suite d'une insuffisance manifeste de résistance à la flexion. Les causes les plus courantes de cette insuffisance étaient « l'oubli » des actions thermiques, la méconnaissance des effets des déformations différenciées générées dans les ouvrages construits par phases (redistributions d'efforts par fluge) et une évaluation « optimiste » de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellations d'appuis [7].

Les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte pouvaient prendre de nombreuses formes, parfois difficiles à déceler. Certes, le choix de faibles coefficients de frottement des câbles dans leur conduit ou la sous-estimation des pertes par relaxation ont été, à une certaine époque, plutôt systématiques. Mais de nombreux ponts ont été calculés avec des programmes automatiques entachés d'erreurs, tels ceux tenant compte d'une « longueur de diffusion », en faisant croître linéairement sur ladite longueur l'effort dans chaque câble à partir de la valeur nulle au droit des ancrages, perturbant nettement le calcul des moments hyperstatiques de précontrainte.

Un certain nombre d'insuffisances de résistance vis-à-vis de la flexion furent aussi dues à des tracés de câbles maladroits, conduisant souvent, dans certaines sections, à de fortes discontinuités de l'effort de précontrainte (arrêts de câbles en trop grand nombre).

Des défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant ont souvent accompagné les défauts de résistance en flexion. Cela se traduisait généralement par une allure particulière de la fissuration de certains ouvrages (figure 1).

Ces défauts trouvaient leur origine dans une évaluation erronée (réductions abusives par « effet Résal ») des contraintes tangentes des contraintes tangentes conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou dans une prise compte non moins erronée (ou abusive) des réductions d'effort tranchant par la précontrainte. Il ne faut cependant pas oublier que la fissuration n'est pas toujours pathologique, même en béton précontraint : malgré la définition utopique d'Eugène Freyssinet, les contraintes principales de traction existent bel et bien.

Lorsque les critères de résistance à l'effort tranchant des âmes d'une poutre-caisson n'étaient pas satisfait, la mise en œuvre d'**étriers actifs** constituait (et constitue toujours) une solution efficace à condition que l'effort de précontrainte nécessaire dans la partie concernée soit effectivement créé. Par le passé, on a cru volontiers qu'il suffisait de précontraindre verticalement la zone où l'on effectuait la vérification des contraintes de cisaillement en pensant que ces contraintes y étaient toujours maximales, ce qui a parfois conduit à des espacements d'étriers trop importants (figure 2).

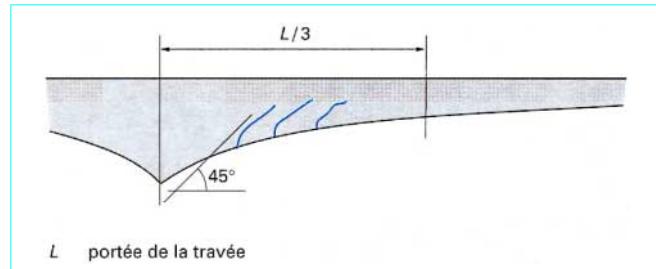
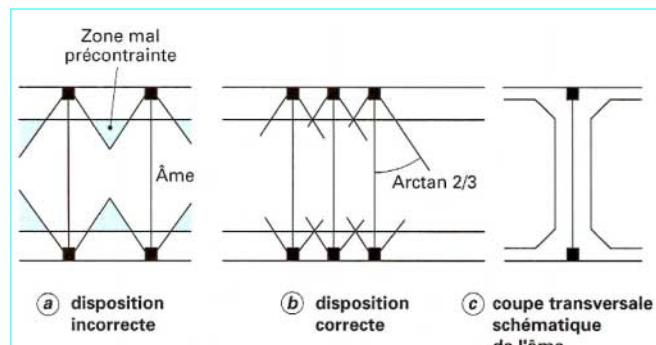


Figure 1 – Fissuration d'effort tranchant dans un pont-caisson



Les dessins (a) et (b) correspondent à des vues en élévation d'une poutre dotée d'étriers actifs (armatures verticales) dans une âme. Le dessin (c) représente très schématiquement une vue en coupe de l'âme considérée : il a pour objet de montrer que les étriers sont situés dans son plan moyen.

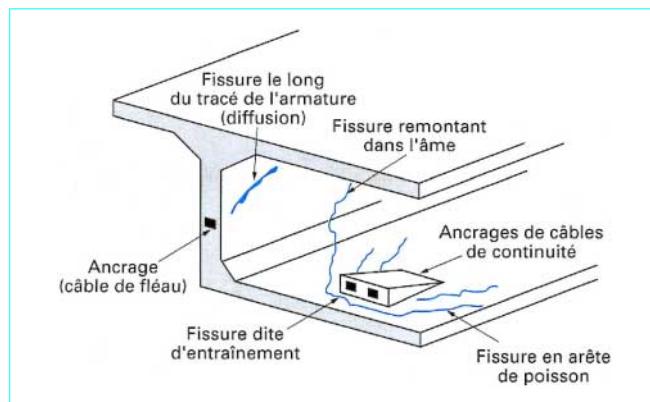
Figure 2 – Disposition des étriers actifs

#### 1.3.1.2 Quelques autres causes de fissuration

Un grand nombre de ponts en béton précontraint construits en encorbellement ont connu des fissurations à caractère local, dues à l'application d'efforts de précontrainte, appelées fissurations de diffusion et/ou d'entraînement (figure 3). Les désordres les plus critiques étaient dus à la présence de câbles ancrés dans des bossages situés à la surface du hourdis inférieur. Ils étaient principalement imputables à un ferrailage insuffisant et à l'arrêt prématuré des câbles, dans des zones relativement peu comprimées.

L'utilisation de coupleurs pour rabouter des câbles (notamment dans un grand nombre de ponts poussés et de ponts construits sur contre autolanceur) a conduit à de nombreux déboires, largement décrits dans divers ouvrages et publications. C'est pourquoi, les règles BPEL actuelles conseillent de limiter à 50 % la proportion d'armatures couplées dans une même section (à condition que les coupleurs soient dotés de capots) et fournissent des dispositions constructives pour les armatures passives.

Certains désordres furent imputables à des erreurs de conception du ferrailage de pièces en béton armé [4] : armatures en feuillets sans liaison transversale (pouvant conduire, par exemple, à un éclatement du béton dans les nœuds de portiques très sollicités), ancrages et/ou recouvrements trop courts, absence ou insuffisance d'armatures de peau ou de répartition, poussées au vide (entraînant également des éclatements du béton) des barres tendues ou comprimées, appareils d'appui placés trop près du bord de certaines pièces, etc., et surtout enrobages insuffisants conduisant à un aspect dégradé dû à la corrosion totale de certaines armatures quelques années seulement après la construction. Dans le cas des voussoirs

**Figure 3 – Principaux types de fissures**

sur pile des ponts construits en encorbellement, un certain nombre de désordres résultent du cumul de plusieurs maladresses de conception portant sur :

- l'emplacement des appareils d'appui ;
- la géométrie de l'entretoise ;
- le fonctionnement mécanique du voussoir et la répartition de son ferraillage.

De telles situations se sont produites, notamment, lorsque l'axe des appareils d'appui était trop éloigné de celui des âmes, ou lorsque le sabot à la base de l'entretoise, à l'intérieur duquel doivent se recouper les efforts de compression canalisés par le hourdis inférieur, était inexistant ou de dimensions insuffisantes (figure 4).

Les ponts courants en béton armé ne connaissent pas de pathologie spécifique, sauf problème particulier de fondation, lorsqu'ils sont conçus en respectant les règles de l'art. Il semble néanmoins utile d'insister sur les points suivants.

Les ponts-dalles très biais peuvent être le siège de fortes fissurations dans la zone de leurs angles aigus lorsque le ferraillage de ces angles n'est pas prévu avec la densité et l'orientation appropriées. Les actions thermiques dans les ponts-dalles de grande largeur provoquent une flexion transversale pouvant entraîner une fissuration longitudinale de l'intrados. Toutefois, les fissures en question, lorsqu'elles sont correctement calfeutrées, ne paraissent pas devoir mettre en cause la durabilité de l'ouvrage. D'autre part, il se peut que certaines fissures soient bénéfiques en permettant de libérer des contraintes parasites.

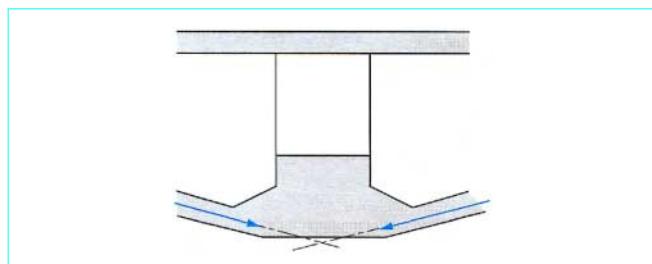
Les encorbellements latéraux des ponts-dalles ou des ponts à poutres sous chaussée continue, lorsqu'ils sont larges, peuvent être le siège de fissurations dans les zones voisines des appuis intermédiaires si leur ferraillage longitudinal n'est pas suffisamment dense.

Enfin, la traverse et les piédroits des cadres et portiques peuvent se fissurer (fissuration contenue dans des plans verticaux parallèles à l'axe de la voie portée) à cause du retrait différentiel entre des bétons coulés à des époques différentes ou d'éventuels tassements différentiels si le ferraillage n'a pas la densité appropriée.

### 1.3.1.3 Fatigue

Les ponts en béton peuvent subir un endommagement par fatigue : il se traduit par une dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures entraînant l'apparition d'une fissuration pouvant affecter la durée de vie de l'ouvrage, voire des déformations irréversibles sous l'effet des charges de service. Le degré d'endommagement dépend de nombreux facteurs comme le nombre et l'intensité des cycles de chargement, la variabilité des charges appliquées et le degré de fissuration entraînant une modification des propriétés du béton.

Le phénomène de fatigue concerne principalement les armatures dans les structures en état de précontrainte partielle « involontaire », pour lesquelles il n'a donc pas été pris en considération. Il n'a jamais été observé dans le béton de tabliers non fissurés.

**Figure 4 – Efforts de compression dans le hourdis inférieur d'un voussoir sur pile : conception défective**

## 1.3.2 Ponts métalliques ou en ossature mixte

### 1.3.2.1 Désordres dus à la corrosion

C'est de très loin la principale cause de détérioration, voire parfois de ruine, des ponts métalliques. Il s'agit d'un phénomène essentiellement électrochimique, déjà décrit au paragraphe 1.2.2, dans lequel l'acier joue le rôle d'anode soluble et se transforme en oxyde de fer. Mais il ne s'agit pas seulement d'un problème de réaction chimique et d'entretien : une conception inadéquate de certains détails, entraînant la stagnation des eaux de pluie ou de condensation, peut favoriser le développement du phénomène. De même, l'inaccessibilité de certaines parties d'ouvrages (notamment aux extrémités des tabliers et dans certains nœuds d'assemblage) relève d'un défaut de conception.

Dans certains ponts rivés anciens à base de fer puddlé, l'acier écrouï des rivets présente un potentiel plus faible que le matériau de base et joue le rôle d'anode soluble, l'électrolyte étant constitué par l'eau de pluie ou de condensation. On a pu observer la formation de plans de corrosion transformant progressivement la tôle en « mille-feuilles ».

En règle générale, la corrosion s'accélère chaque fois qu'il y a stagnation d'eau ou ambiance humide. Un cas typique est celui des ouvrages dont les membrures sont constituées par des tôles assemblées par des cornières, chaque membrure ayant la forme d'un U ouvert vers le bas pour la membrure supérieure et ouvert vers le haut pour la membrure inférieure. La membrure inférieure, dans laquelle peuvent s'accumuler eau et détritus maintenant l'humidité et qui peut même se transformer en « bac à fleurs », est toujours corrodée (et parfois très corrodée), alors que la membrure supérieure, dont la géométrie favorise l'évacuation de l'eau, est généralement en bon état même si l'entretien a été négligé.

### 1.3.2.2 Désordres dus à la fatigue

Les trafics routier et ferroviaire engendrent des variations de contraintes cycliques d'intensité et de fréquence élevées : il est donc logique que les ponts soient potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue.

Dans le cas des ponts routiers, ce phénomène n'est tributaire ni des charges apportées par les essieux légers, même s'ils sont nombreux, ni de celles apportées par les essieux très lourds, plutôt rares : les charges déterminantes sont donc les charges intermédiaires. Les tabliers à dalle orthotrope [9] sont particulièrement exposés : des fissures ont été découvertes là où les assemblages soudés des cadres avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales ne respectaient pas les règles de conception à la fatigue, notamment dans les endroits où, du fait de la présence de raidisseurs ou de diaphragmes, la flexibilité de la couverture orthotrope sous l'effet des charges de trafic subissait une discontinuité brutale, d'où des actions dynamiques (chocs) amplifiant des variations de contraintes locales.

Un exemple caractéristique est fourni par les viaducs métalliques démontables, ouvrages réputés provisoires et qui sont restés en place pendant des périodes dépassant souvent trente ans. Conçus dans un souci d'économie maximale, leur durée de vie ne devait pas dépasser 5 ou 10 ans à une époque où les moyens de calcul ne permettaient pas d'estimer correctement les contraintes locales dans

une dalle orthotrope. Ces ouvrages souffrent logiquement d'un sous-dimensionnement de la tôle de platelage de 10 mm d'épaisseur. Les effets de ce sous-dimensionnement sont aggravés par la minceur du revêtement (5 à 6 mm) qui ne permet pas d'étaler les charges locales, par un trafic lourd et très canalisé compte tenu de la faible largeur de ces ouvrages et, pour certains, par des défauts de soudage à la liaison auget-tôle de platelage (mauvais accostage, défaut de pénétration).

Dans le cas des ponts ferroviaires, l'évolution du trafic a engendré un important endommagement en fatigue de ponts anciens qui n'avaient été ni conçus ni calculés pour résister à ce phénomène. Ce sont les pièces courtes (longerons et pièces de pont, poutres principales des petits ponts) qui subissent l'endommagement le plus important car elles sont sollicitées par le passage de chaque essieu qui engendre un ou plusieurs cycles de forte intensité. Dans le cas des longerons, bien que calculés comme des poutres sur appuis simples, ils subissent des moments de continuité résultant de l'enca斯特ement partiel sur les pièces de ponts créé par leurs cornières d'attache.

Les désordres dus à la fatigue apparaissent principalement dans les zones d'assemblages où l'on constate les effets suivants.

#### Dans les assemblages rivés

- des concentrations de contraintes au voisinage des rivets ;
- des défauts d'épurage de barres provoquant des moments parasites ;
- des concentrations de contraintes dues à l'arrêt brutal d'une membrure ou d'une cornière.

#### Dans les assemblages soudés

- des concentrations de contraintes souvent importantes dues au tracé des pièces mais aussi à des défauts (parfois minimes) de soudage (caniveaux, stries, etc.) ou d'usinage (stries d'oxycoupage) ;
- des contraintes internes parfois importantes dues à des retraits de soudage bridés ;
- un durcissement du métal de base au voisinage de la soudure qui réduit son allongement à rupture et, par voie de conséquence, sa ténacité ;
- dans certains cas, des sous-dimensionnements de tôles ou de cordons de soudure ;
- des défauts d'exécution ou des parachèvements mal faits (soudures non ou mal meulées).

#### 1.3.2.3 Quelques erreurs de conception

Les erreurs les plus fréquentes concernent la non-prise en compte des risques de corrosion dans la conception ; sans être limitatifs, on peut citer les cas suivants :

- absence de chape d'étanchéité ;
- hourdis constitués de tôles cintrées recouvertes d'un mauvais béton (voire parfois de tout-venant) ;
- évacuation des eaux mal conçue, provoquant des ruissellements sur des semelles de poutres ;
- fil d'eau disposé à la verticale d'un longeron ou d'une poutre ;
- espace insuffisant entre le mur garde-grève et l'extrémité du tablier ne permettant pas l'entretien de l'entretoise d'about et de l'extrémité des poutres ;
- joints de chaussée laissant l'eau ruisseler sur la charpente métallique ;
- membrures inférieures en forme de U ouvert vers le haut facilitant l'accumulation d'eau et de détritus, et pouvant se transformer en « bacs à fleurs » (§ 1.3.2.1) ;
- montants et diagonales constitués par quatre cornières reliées par des barrettes. L'espace libre entre les deux cornières, égal à l'épaisseur des barrettes (de 6 à 10 mm) est trop faible pour permettre le moindre entretien et favorise l'accumulation de poussière et d'humidité ;

— trop grand entraxe des rivets qui permet à l'humidité de pénétrer entre deux tôles et d'y développer de la corrosion ; le foisonnement de la rouille provoque un écartement des tôles entre deux rivets, écartement qui, lui-même, favorise la pénétration et la stagnation d'eau.

Outre ces erreurs qui provoquent des désordres par corrosion, on constate parfois des fautes de conception qui ont des conséquences directes sur la tenue des ouvrages. Par exemple, lorsque les fibres moyennes des barres aboutissant à un même nœud ne sont pas concourantes au sein de la matière, des moments secondaires non négligeables se développent, pouvant provoquer des ruptures de rivets ou de déchirures de pièces (figure 5).

#### Rivets travaillant à l'arrachement des têtes

Ce défaut se rencontre surtout à l'attache des longerons sur les pièces de pont. Les longerons étant calculés comme une suite de travées isostatiques, certains constructeurs se contentaient d'attacher l'âme du longeron sur celle de la pièce de pont à l'aide de cornières. La continuité des longerons de part et d'autre des pièces de pont provoque l'apparition de moments de flexion qui sollicitent les têtes de rivets à l'arrachement, provoquant, dans les cas extrêmes, leur rupture.

#### Discontinuité brutale dans la section d'une pièce

L'exemple le plus courant est celui des membrures constituées par un empilage de tôles réunies par soudure où l'on n'a pas pris la précaution de délarder l'extrémité de la semelle additionnelle : il se produit une concentration de contraintes à l'extrémité de cette semelle due à la déviation brutale des isostatiques (figure 6). Cette concentration, qui se cumule aux contraintes de retrait de soudage ou même aux effets de défauts de surface des cordons de soudure tels que caniveaux, stries, etc., peut provoquer la fissuration de la soudure et de la première semelle. Ce phénomène est encore plus dangereux lorsque la semelle additionnelle a été arrêtée en pleine largeur : le cordon de soudure, qui tourne à 90° suivant un rayon très faible, engendre localement des contraintes de retrait selon deux directions perpendiculaires, ce qui accroît fortement les risques de fissuration.

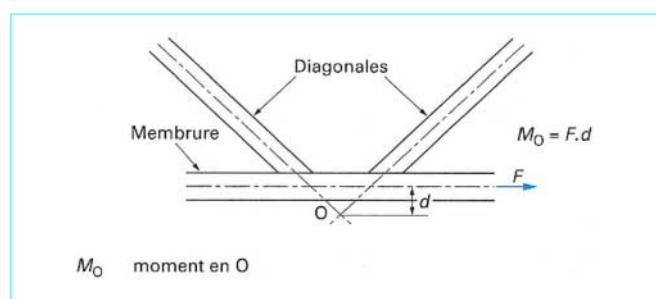


Figure 5 – Exemple de défaut d'épurage des barres

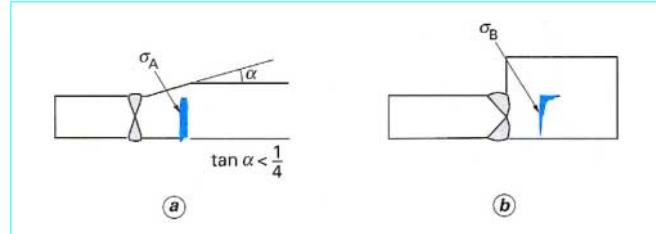


Figure 6 – Contraintes  $\sigma$  dans des tôles réunies par soudure

### ■ Réparations « abusives »

Le renforcement ou la réparation d'un ouvrage métallique sont plus simples et plus faciles à concevoir et à mettre en œuvre que pour un ouvrage en béton, mais une réparation mal conçue ou mal exécutée peut provoquer des désordres graves, voire la ruine de l'ouvrage. Les erreurs les plus fréquentes sont les suivantes.

- **Renforcement par soudage sans précaution** sur un acier peu ou pas soudable.

#### ● Mauvaise conception des réparations par soudure

Un cas classique est celui d'une tôle déchirée à la suite d'un choc et réparée par soudage ; si l'on se contente, après avoir redressé la tôle, de souder bout à bout les deux bords de la déchirure sans précautions, la probabilité que le retrait et la concentration de contraintes existants en fond de déchirure provoquent une fissuration est très élevée. Dans un tel cas, il convient (figure 7) :

- de repérer par ressouage l'extrémité de la déchirure (elle n'est généralement pas visible à l'œil nu) ;
- de percer un trou à l'extrémité de la déchirure ;
- de disposer des « tôles martyres » sur le bord libre de la tôle ;
- de réaliser la soudure ;
- d'éliminer les tôles martyres et de meuler l'extrémité de la soudure ;
- d'aléser le trou (+ 20 à 30 mm sur le diamètre) pour éliminer l'extrémité du cordon ;
- de ne pas chercher à reboucher le trou !

#### ● Remplacement sans précaution d'un élément endommagé

Les poutres en treillis anciennes sont souvent intérieurement hyperstatiques et il est en général possible, sans mettre en cause la stabilité de la structure sous poids propre, de démonter et de remplacer une diagonale sans précaution particulière. Dans un tel cas, la nouvelle diagonale n'est sollicitée que par les charges d'exploitation. La totalité du poids propre et une fraction des charges d'exploitation sont alors reprises par les diagonales restées en place qui ne sont pas toujours capables d'y résister.

#### ● Modification de la répartition des efforts dans une structure hyperstatique

Il est arrivé que des ouvrages ne présentent pas une résistance homogène dans toutes leurs sections, certaines zones étant surdimensionnées par rapport à d'autres. Dans un tel cas, il est tentant de renforcer les zones les plus faibles dans l'intention de conférer à l'ouvrage la même capacité portante dans toutes ses sections. Mais attention, le fait de renforcer certaines zones d'une poutre continue en modifie la loi d'inertie et, par voie de conséquence, la répartition des moments fléchissants. Certaines sections, qui présentent une résistance suffisante avant renforcement, peuvent subir des contraintes excessives après réparation.

#### ● Renforcement d'un assemblage rivé par de la soudure

Une erreur assez fréquente consiste à renforcer un assemblage rivé insuffisant par de la soudure. Il s'agit là d'une erreur grossière car :

- la soudure ne travaille alors que sous charge d'exploitation ;
- la répartition des efforts dus aux charges d'exploitation entre rivets et soudure dépend du tracé des pièces mais, en général, la mise en charge de la soudure n'intervient qu'après rupture de la première ligne de rivets ou déchirure de la pièce ;
- la soudure, souvent difficile à réaliser, risque d'être une cause de fissuration.

### ■ Cas particulier des ponts mixtes

Dans le cas des ponts mixtes, lorsque la connexion entre la dalle et les poutres n'a pas été correctement réalisée, des microfissures se sont développées dans le béton entourant les connecteurs, dues au retrait/fluage au jeune âge du béton ou à la corrosion des connecteurs. Ces derniers, ne pouvant suivre les déformations résultant de l'accroissement graduel de la fissuration, ont plastifié le béton environnant et réduit sa résistance. Un glissement relatif entre la dalle et les poutres s'est alors développé peu à peu, mettant en cause l'hypothèse de mixité de la structure.

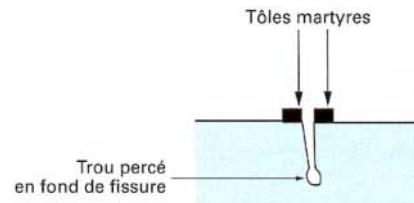


Figure 7 – Réparation de tôles par soudage

D'une façon générale, le décollement d'une dalle de pont mixte par rapport aux poutres métalliques, favorisant en particulier l'infiltration de l'eau dans la poutraison ou dans le caisson, est dû à une insuffisance de la connexion. Cette insuffisance est souvent liée à une sous-estimation des efforts de glissement. Par ailleurs, les moments d'encastrement des dalles sur les poutres principales au droit des cadres d'entretoisement sont d'intensité élevée. La dalle a tendance à tourner (avec soulèvement unilatéral) par rapport aux membrures si sa connexion n'est pas suffisamment renforcée.

Un autre problème posé par les ponts en ossature mixte est lié à la fissuration transversale de la dalle en béton armé, due non seulement aux déformations imposées dans les zones de moment négatif, mais également aux retraits au jeune âge du béton (retrait thermique et retrait endogène). Si elle devient trop dense, elle peut mettre en cause la longévité de l'ouvrage.

### 1.3.3 Erreurs ou insuffisances des modèles

Un pont est une structure tridimensionnelle que l'on étudie à partir de modèles plus ou moins simplifiés [4]. Dans de nombreux cas, le modèle employé pour étudier la résistance d'ensemble est constitué par un réseau de barres reliant des noeuds, chaque barre représentant un élément assimilé à une poutre dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont évaluées à l'aide des méthodes de Résistance des Matériaux usuelle. Mais on recourt de plus en plus fréquemment à des modèles numériques complexes (modèles aux éléments finis) pour analyser plus finement certaines parties des ouvrages.

Chaque fois que l'on représente une structure réelle par un modèle, on introduit une erreur systématique dont les effets sont, en théorie, couverts dans les codes de calcul aux états limites par un coefficient partiel approprié qui ne saurait, cependant, couvrir des erreurs résultant de simplifications abusives ou de calculs erronés.

#### 1.3.3.1 Modèles en Résistance des matériaux usuelle

En dehors des dalles, la plupart des tabliers de ponts sont à poutres sous chaussée ou en forme de caisson uni- ou multicellulaire. Les vérifications de résistance (flexion, effort tranchant, torsion) utilisent les valeurs des caractéristiques mécaniques de leurs sections droites. Or le calcul des contraintes dues à l'effort tranchant ou à la torsion utilise généralement les formules établies pour des poutres à parois minces. Le passage d'une section réelle, à parois épaisses, à un modèle de section à parois minces pose des problèmes délicats à la jonction des éléments de parois. En effet, si l'identification du contour médian et de son épaisseur associée dans les éléments de parois rectilignes est assez évidente, il n'en va pas de même au droit des goussets (cas d'une section en béton), surtout lorsqu'ils sont volumineux, ou à la jonction de poutres métalliques et d'une dalle en béton par l'intermédiaire d'un renfort. Si le modèle de section à parois minces équivalent n'est pas établi avec soin, on peut introduire des erreurs non négligeables dans la position du centre de gravité ou dans le calcul de caractéristiques mécaniques (moments statiques, moments d'inertie, caractéristiques sectorielles) nécessaires à la détermination des contraintes, d'où des imprécisions parfois inacceptables.

Par ailleurs, les résultats en Résistance des Matériaux usuelle sont basés sur un certain nombre d'hypothèses classiques ; l'une d'elles, très importante, consiste à admettre que la **section droite des poutres étudiées est indéformable**. Cette hypothèse n'est pas toujours légitime : dans les tabliers de ponts à poutres, il est d'usage d'employer des méthodes de calcul différentes selon que les poutres sont reliées ou non par des entretoises intermédiaires rigides ; par contre, les effets de la déformabilité en section des poutres-caissons sont rarement pris en compte. Ces effets se traduisent par une modification de la répartition des contraintes normales liée à la distorsion des caissons. Dans le même ordre d'idées, les perturbations apportées à la distribution des contraintes normales dues aux contraintes de cisaillement (trainage de cisaillement, *shear-lag* en anglais) peuvent jouer un rôle prépondérant, même dans les poutres-caissons en béton très larges et à deux âmes. On en tient compte, en construction métallique, par l'intermédiaire de la notion de **largeur participante** à affecter à chaque membrure. Le fait de négliger ce phénomène peut conduire à d'inacceptables surestimations de la rigidité, voire de la capacité résistante d'une section.

Les modèles à barres, employés sans discernement, peuvent conduire à des résultats franchement erronés. Les maladresses les plus courantes affectent le choix des caractéristiques mécaniques des différentes familles de barres, mais il arrive que des modèles soient établis en « oubliant » que les centres de gravité des poutres principales ne sont pas situés dans le même plan que le feuillet moyen de la dalle de couverture, elle-même représentée par un grillage plan de poutres.

### 1.3.3.2 Modèles numériques

Les progrès de l'analyse numérique et l'augmentation croissante de la puissance des ordinateurs ont permis de mettre au point des méthodes de calcul adaptées à l'étude directe d'un grand nombre de problèmes à partir d'hypothèses beaucoup moins restrictives que celles de la Résistance des Matériaux. Parmi celles-ci, la méthode des éléments finis est la plus couramment employée en génie civil :

- lorsque la solution du problème est manifestement hors du champ d'application de la Résistance des matériaux ;
- lorsque l'on souhaite apprécier la marge d'incertitude qui subsiste dans une solution approché, obtenue par les méthodes traditionnelles ;
- lorsque l'on souhaite analyser de façon précise un problème particulier permettant de valider définitivement une méthode de calcul approché ou de définir des règles de bonne construction.

La fiabilité des résultats dépend de nombreux paramètres, dont la qualité du modèle (maillage) et... la compétence de l'utilisateur !

La plupart des calculs aux éléments finis sont conduits en admettant que le comportement des matériaux est élastique et linéaire, mais des contraintes parfois très élevées apparaissent dans des zones d'étendue limitée, alors que le matériau y subit, en réalité, une plastification modifiant la répartition et l'intensité des contraintes calculées. Le recours à l'analyse non linéaire est possible, mais au prix d'un grand nombre de difficultés supplémentaires car l'utilisateur doit non seulement définir le modèle de comportement mécanique de la structure étudiée, mais également la stratégie de calcul à utiliser, incluant la définition d'un critère de convergence et des incrémentés de calcul. Avec ce type d'analyse, on n'est plus en droit « d'ajouter des cas de charges » car l'additivité a disparu. D'autre part, le problème est d'autant plus complexe que plusieurs types de non-linéarités peuvent se présenter simultanément (géométriques et mécaniques, par exemple). Enfin, les résultats de modèles non linéaires se prêtent mal à une interprétation selon des codes de calcul basés sur la justification de sections de poutres.

Enfin, si le calcul des déplacements (tout au moins pour les éléments de type isoparamétrique classique) est effectué de manière analogue dans tous les logiciels du commerce, le calcul des contraintes résulte de diverses hypothèses qui ne conduisent généralement pas aux mêmes résultats. On peut, dès lors, se poser la question de la signification réelle des contraintes ou des efforts obtenus. Quant à l'analyse dynamique par éléments finis des structures, elle peut résérer des surprises encore plus grandes que l'analyse statique.

Tout cela pour dire que le calcul de ponts au moyen d'éléments finis peut être entaché d'erreurs, systématiques ou non, qui peuvent être à l'origine de certains désordres, par exemple, fissurations de tabliers de ponts-dalles en béton, consécutives à un ferraillage insuffisant car mal calculé et/ou mal réparti.

## 1.4 Erreurs d'exécution

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art. Si l'on voulait établir une liste complète et détaillée de toutes les erreurs d'exécution répertoriées à ce jour, un livre entier ne serait probablement pas suffisant [3] [4]. Dans ce qui suit, seules sont évoquées les erreurs les plus fréquentes ou les plus lourdes de conséquences.

### 1.4.1 Tabliers en béton armé ou précontraint

De nombreux désordres sont dus à des plans de ferraillage incomplets ou « illisibles » parce que l'on a voulu mettre l'ensemble de l'information nécessaire à l'exécution sur un seul dessin ou parce qu'une partie d'ouvrage a été représentée à l'échelle d'un timbre-poste.

D'une façon générale, la mise en œuvre des armatures passives présente fréquemment des défauts. Le plus grave d'entre eux, susceptible de mettre en cause la pérennité de la structure, est relatif à la position et à l'arrimage des armatures à l'intérieur des coffrages. En effet, si la position n'est pas correcte, ou si les armatures sont susceptibles de se déplacer pendant le bétonnage du fait du manque de rigidité des liaisons, les épaisseurs théoriques d'enrobage ont peu de chances d'être respectées. À plus ou moins court terme, par suite de la carbonatation du béton, elles se corrodent en entraînant l'éclatement du béton d'enrobage. On peut également citer le cas d'acières de frettage trop éloignés de la surface directement sollicitée et qui ne peuvent donc assurer efficacement leur fonction. De tels défauts mettent en cause non seulement les insuffisances du processus de contrôle de qualité, mais également la négligence de certains documents d'exécution qui ne fournissent pas d'indications suffisamment précises.

Dans le même ordre d'idée, des plans de câblage traditionnel qui ne fixent que les points de passage des câbles de précontrainte dans certaines sections, en laissant au chantier « l'initiative » du tracé entre lesdites sections et, parfois, la gestion (« au chalumeau », par exemple) des conflits entre armatures passives et actives, sont totalement insuffisants. Ils ont conduit, par le passé, à des tracés festonnants (entraînant des pertes par frottement nettement supérieures à celles prévues dans les notes de calcul), voire gauches (pouvant engendrer des éclatements par poussée au vide), ou à des enrobages aléatoires.

Dans les ponts construits par phases (notamment les ponts construits en encorbellement), certains réglages (déformations imposées) nécessaires au moment des clavages n'ont pas été pris en compte dans les notes de calcul : ces réglages, parfois « sauvages », engendrèrent dans la structure des états de contraintes pouvant être à l'origine de fissurations préjudiciables. De même, la déformabilité, ignorée ou mal prise en compte, de certains ouvrages provisoires (tassemement de cintres, déformabilité de palées employées lors du poussage d'un pont) ou de certains matériaux d'exécution (équipages mobiles) est à l'origine d'imperfections plus ou moins sérieuses.

Des accidents graves, entraînant parfois des pertes de vies humaines (basculement de fléaux de ponts construits en encorbellement, par exemple), sont imputables à de « fausses manœuvres » ou au non-respect de phases de bétonnage prévues par le bureau d'études.

Dans les cas courants, c'est la qualité de mise en œuvre des différents matériaux qui est principalement en cause [4]. Sur chantier, le béton peut être d'une qualité médiocre pour de multiples raisons : irrégularité de fabrication sur chantier, délais de transport aléatoires depuis une centrale de béton prêt à l'emploi, reprises de bétonnage mal exécutées, mise en œuvre dans des coffrages mal nettoyés, ségrégation due à une hauteur de chute trop importante, traitements thermiques (montée et/ou descente en température) trop brutaux, etc. L'attention est attirée sur l'importance de l'opération de cure : si celle-ci n'est pas réalisée avec soin (c'est-à-dire si la surface du béton sèche prématurément), la perméabilité de la couche superficielle peut, du fait des inévitables fissurations, être très supérieure (de 5 à 10 fois) à celle du béton sous-jacent. Or, la profondeur de béton concernée par un séchage prématuré peut facilement atteindre, voire dépasser, l'épaisseur d'enrobage, surtout si le site est venté ou si la température ambiante est élevée ; la protection des armatures n'offre plus alors les garanties voulues.

Le soin apporté à la confection des pièces préfabriquées en béton conditionne largement la qualité de l'ouvrage terminé. Par exemple, dans le cas de voussoirs, si les joints ne sont pas parfaitement conjugués, il n'en résulte pas seulement des problèmes de géométrie, mais également des problèmes de transmission effective des efforts internes.

Dans le cas des armatures passives, les déficiences du contrôle de qualité peuvent se traduire par des changements intempestifs de la nuance d'acier, le non-respect des rayons de courbure, la réalisation de soudures d'aciers non soudables ou le pointage à l'arc des cages d'armatures entraînant une modification de la limite d'élasticité, quand il ne s'agit pas d'oubli d'aciers principaux, de pliage et de dépliage d'armatures à haute adhérence, etc.

Dans le cas de la précontrainte, la mise en tension sans précautions de câbles après une introduction toron après toron peut conduire à des allongements très inégaux des torons élémentaires, certains d'entre eux pouvant même atteindre la rupture. Quant à leur injection, il semble superflu de revenir sur les risques encourus lorsqu'elle n'est pas exécutée avec tout le soin nécessaire.

#### 1.4.2 Tabliers métalliques ou en ossature mixte

Les erreurs d'exécution susceptibles de se produire lors de la construction de ponts métalliques [3] sont d'une nature très différente de celles mentionnées pour les ponts en béton. En effet, leurs différentes parties sont confectionnées en usine avec des contrôles de qualité effectués dans des conditions nettement plus favorables que sur un chantier. Les principaux risques surviennent principalement au cours des opérations de montage, puis lors de la mise en œuvre de la protection.

Le montage des ponts métalliques peut se faire de diverses manières [9] : lancement, utilisation de pontons flottants, montage en encorbellement, montage à la barge ou à la grue, etc. Toutes ces méthodes comportent des risques si tous les moyens d'exécution n'ont pas été testés avec soin, compromettant la fiabilité de l'ouvrage à réaliser.

Mais les accidents les plus spectaculaires ne sont pas forcément les plus graves : par exemple, une mauvaise disposition des systèmes de lancement peut provoquer un voilement des âmes difficile à réparer.

La deuxième source de risques réside dans la mauvaise exécution de soudures sur chantier. Il ne faut pas oublier qu'une opération de soudage, accompagnée d'un refroidissement relativement rapide, est génératrice d'une « trempe », c'est-à-dire d'une fragilisation du matériau. Certes, les soudures d'un pont métallique sont l'objet de contrôles non destructifs (radiographie X ou  $\gamma$ , ultrasons, magnétoscopie, ressusage) ; encore faut-il que les assemblages soient conçus de façon à permettre l'une ou l'autre des méthodes de contrôle.

Enfin, une mauvaise exécution des dispositifs de protection de l'acier contre la corrosion compromet la résistance de la structure aux diverses agressions évoquées au paragraphe 1.2.2.

Le premier remède contre la corrosion des tabliers de ponts réside dans une conception soignée des détails afin d'éviter la stagnation de l'eau en certains points. Le projecteur doit se soucier de l'accessibilité de toutes les parties de la structure. À signaler que les parties condensantes sont les premières à se dégrader et doivent être l'objet d'une protection renforcée. Le second remède est un entretien régulier pour éviter le développement de mousses, de végétations diverses et les dépôts de poussières qui, avec l'humidité, sont des facteurs d'aggravation.

Des types de désordres particuliers peuvent apparaître dans les tabliers de ponts mixtes lorsque la fissuration de la dalle n'est pas parfaitement maîtrisée au stade de l'exécution, dus :

- au non-respect des phases de coulage des éléments prévues par le bureau d'études ;
- au non-respect de la formulation du béton et de ses conditions de mise en œuvre pour diminuer au maximum la valeur des retraits endogène et d'origine thermique ;
- à la non-limitation des différences de température entre l'acier et le béton au moment de la prise ;
- à un décoffrage trop rapide, entraînant une dessiccation de la sous-face de la dalle ;
- à une cure insuffisante de l'extrados de ladite dalle.

### 1.5 Cas particulier des équipements

Un pont est avant tout destiné à offrir un service avec un niveau de sécurité normalement accepté par la société. Les équipements de ce pont contribuent largement à assurer le niveau requis, permettant aux usagers de franchir un obstacle sans autres risques que ceux liés à leur propre comportement. Pourrait-on imaginer d'emprunter un pont routier dépourvu de couche de roulement, de dispositifs de retenue latéraux, de joints de dilatation ? Le coût des équipements représente couramment de 8 à 12 % du coût initial total d'un pont et peut atteindre, dans certains cas limites, 25 à 30 %. Mais leur coût d'entretien représente une fraction beaucoup plus élevée du montant des crédits globalement consacrés à la maintenance des ouvrages d'art par l'État ou les collectivités locales.

Parler de pathologie des équipements n'a guère de sens : leur durée de vie ne saurait être comparée à celle de la structure porteuse, même si la garantie de fonctionnement de certains produits porte actuellement sur plusieurs décennies. Il convient donc d'admettre que les équipements vieillissent, s'usent ou se détériorent, et qu'il faut les restaurer ou les remplacer périodiquement. Une attention particulière doit être portée aux désordres affectant les appareils d'appui et les joints de dilatation car ils peuvent trahir ou, dans certains cas, induire des dysfonctionnements structuraux.

#### 1.5.1 Désordres affectant les appareils d'appui

Très généralement, les appareils d'appui et leur environnement sont mal entretenus. À plus ou moins brève échéance, cela peut entraîner des dysfonctionnements structuraux dont l'importance est souvent en relation directe avec la complexité des dispositifs concernés, notamment pour les appareils d'appui métalliques. À l'inverse, il arrive que le fonctionnement réel d'un ouvrage soit différent de celui escompté lors de sa conception. Par exemple, la mise en butée intempestive d'un tablier (joint de dilatation obstrué par des sédiments) ou le mouvement d'une culée (tassements différentiels) peuvent modifier la répartition des charges et des déplacements entre les différentes lignes d'appui, ce qui entraîne inévitablement des désordres dans les appareils.

Il peut arriver que certains désordres soient dus à des défauts de fabrication (rupture fragile d'une lentille d'un appareil d'appui sphérique, décollement de plaques de glissement en acier inoxydable, etc.). Mais les désordres les plus courants résultent plutôt de mauvais choix au moment du projet, liés à une mauvaise connaissance des produits et de leurs performances réelles de la part du projecteur, voire de véritables erreurs de conception (par exemple, appareils d'appui de raideurs différentes ou dispositifs unidirectionnels disposés sur une même ligne d'appui). Les défauts de mise en œuvre sont également à l'origine de nombreux désordres : ils se traduisent généralement par des dépassements de la capacité de rotation et/ou

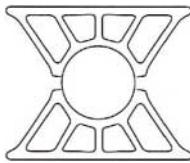
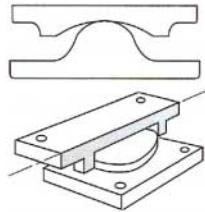
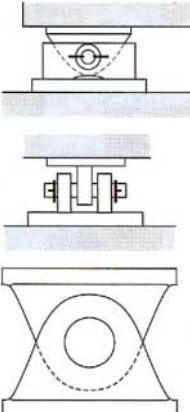
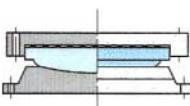
de distorsion, associés à des défauts d'assise (mauvaise exécution des bossages, méthode de pose n'assurant pas la bonne conjugaison des faces d'appui).

Dans ce qui suit, quelques indications sont données sur certains types d'appareils d'appui de conception plus ou moins ancienne, dont sont encore dotés de nombreux ponts existants.

#### ■ Appareils d'appui métalliques fixes

Ils sont conçus pour permettre les rotations et empêcher les déplacements. Il en existe quatre familles (tableau 1).

**Tableau 1 – Appareils d'appui métalliques fixes**

<b>Appuis à balanciers et rouleau, ou à appui linéaire</b>		Les rotations se font par frottement des balanciers sur le rouleau. Généralement surdimensionnés, on ne leur connaît pas de désordre mécanique (fissures ou rupture). Par contre, la corrosion et parfois l'accumulation de sable ou de graviers entre les balanciers limitent, et parfois empêchent, leur fonctionnement.
<b>Appuis à grains</b>		Par rapport aux précédents, le rouleau est remplacé par une nervure demi-circulaire (le grain) venue de fonderie avec l'un des deux balanciers. Ils présentent des risques de blocage comparables, et même aggravés lorsque le grain est solidaire du tablier, la rainure du balancier inférieur facilitant les accumulations de poussières et d'humidité.
<b>Appuis à chapes</b>		Ils présentent l'avantage d'empêcher les soulèvements, mais connaissent assez souvent des désordres dus à un jeu relativement important entre l'axe et les chapes. La répétition de chocs lors des changements de sens de la réaction d'appui peut entraîner la rupture de l'axe, une désorganisation des scellements, voire la rupture des tiges d'ancrages par fatigue, dus à une sous-estimation des effets dynamiques.
<b>Appareils d'appui sphériques</b>		Ils sont constitués de deux calottes sphériques, l'une concave et l'autre convexe, glissant sur une feuille de polytétrafluoroéthylène. Les dysfonctionnements sont liés à un endommagement de la (ou des) surfaces de glissement et se traduisent par des blocages.

**■ Appareils d'appui métalliques mobiles**

Ils permettent les rotations et les déplacements suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage. On distingue quatre types principaux (tableau 2).

**■ Appareils d'appui en béton**

Ils sont étudiés dans le tableau 3.

**Tableau 2 – Appareils d'appui métalliques mobiles**

<b>Appuis à galet et balanciers</b>		Ce type d'appareil d'appui ne présente pas de pathologie systématique ; les désordres proviennent soit d'une erreur lors de la pose et, en particulier, d'un défaut de parallélisme des balanciers qui peut provoquer le ripage du galet et la rupture des dents de guidage, soit de leur environnement.
<b>Appuis à bielle</b>		Ils s'apparentent aux appuis à chapes et présentent les mêmes qualités et défauts. Les déplacements étant obtenus par rotation de la bielle, tout déplacement horizontal s'accompagne d'un petit déplacement vertical qui n'est pas toujours sans incidence sur le fonctionnement du joint de chaussée.
<b>Appuis à coulisseau</b>		Il s'agit d'appuis à chape dans lesquels le trou de l'une des chapes (en général la chape femelle) a été remplacé par une rainure dans laquelle l'axe solidaire de l'autre chape peut tourner et se déplacer. Utilisés exclusivement sur les ponts suspendus, ils présentent les mêmes qualités et défauts que les appuis à chapes.
<b>Appuis à rouleaux</b>		Ils sont constitués par un appui fixe à balancier et rouleau reposant sur une platine par l'intermédiaire d'un train de rouleaux de petit diamètre (40 à 50 mm) qui sont souvent solidarisés entre eux par deux barrettes articulées à leurs extrémités. Les petites dimensions des vides entre les rouleaux favorisent l'accumulation de poussières, de sable et d'humidité et empêchent toute aération et même tout entretien. Dans leur quasi-totalité, les appareils de ce type sont bloqués par la corrosion, ce qui provoque assez souvent des désordres dans les maçonneries des piles et des culées voire, dans un cas heureusement exceptionnel, le basculement d'une culée.

**Tableau 3 – Appareils d'appui en béton**

<b>Articulation « Mesnager »</b>		Pathologies : fissuration, éclats du béton d'enrobage, mise à nu du ferraillage qui se détériore par oxydation.
<b>Articulation roulante « Caquot-Considère »</b>		Pathologies : fissuration, éclats du béton d'enrobage, mise à nu du ferraillage qui se détériore par oxydation.
<b>Articulation « Freyssinet »</b>		Le principe de cette articulation est de faire travailler le noyau rétréci de béton dans le domaine plastique. Au bout d'un certain nombre d'années, ce noyau disparaît (désagrégation du béton) et l'acier traversant peut flamber en compression s'il est situé au bord d'une pièce dépourvue d'armatures de frettage correctement disposées.
<b>Bielle et pendules</b>		Mêmes problèmes que pour les articulations « Freyssinet ».

#### ■ Appareils d'appui en élastomère fretté par adhérence de forme

Les appareils d'appui modernes [9] sont en élastomère fretté adhéré par vulcanisation ou des appareils à pot (tableau 4). Leur tenue dans le temps dépend de la qualité de leur pose et de l'adéquation de leur dimensionnement.

Lorsque l'on doit changer les appareils d'appui de petits ouvrages, on peut généralement se contenter de disposer des appareils en élastomère fretté sous réserve de prévoir des butées anticheminement et d'en tenir compte dans le dimensionnement. Les butées ne permettant pas à l'élastomère de se distordre librement, il paraît prudent de considérer que l'épaisseur d'élastomère correspondant à la hauteur des butées ne participe pas aux déplacements de l'ouvrage.

Sauf cas particulier, il n'y a pas de raison évidente qui conduise à changer la plupart des appareils d'appui métalliques. Dans de très nombreux cas, on peut se contenter de démonter les divers éléments constitutifs (galets, axe, bielle...), de les nettoyer (un sablage est en général nécessaire), de les graisser et de les remettre en place. Dans le cas des chapes, on peut être amené à réalisés les trous et à mettre en place un axe d'un diamètre supérieur à celui de l'axe existant.

Le remplacement d'un appui métallique par un appareil d'appui à pot ne constitue pas en général une amélioration. En effet, conçus pour des ouvrages en béton, ils sont souvent mal adaptés aux besoins des ponts métalliques qui présentent des rotations et des

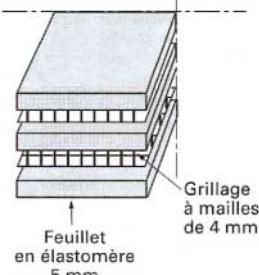
dilatations quotidiennes beaucoup plus importantes alors que le déplacement total est plus faible (inertie thermique plus faible, mais pas de retrait ni de flUAGE). En outre, les configurations géométriques des ouvrages existants sont rarement compatibles avec celles des appareils d'appuis à pot et avec leurs tolérances de pose (parallélisme, horizontalité).

L'expérience montre que, dans la plupart des cas, ce n'est pas l'appareil d'appui qu'il faut changer ou améliorer, mais c'est son environnement qu'il faut modifier pour éviter sa corrosion.

#### 1.5.2 Désordres affectant les joints de dilatation

Les joints de dilatation, constituant des singularités dans une chaussée routière, subissent des sollicitations dynamiques répétées qui engendrent leur détérioration et/ou celle de leur support car, malgré toutes les précautions prises, le calage d'un joint par rapport au niveau de la chaussée adjacente n'est jamais parfait. Et quelques millimètres de dénivellation suffisent pour que l'action « statique » du trafic soit fortement amplifiée par effet dynamique. Certains types de joints, notamment les systèmes « à hiatus », peuvent encore aggraver le phénomène, puisque le passage de la roue sur un hiatus équivaut à un défaut de nivellement fonction de l'importance de celui-ci.

**Tableau 4 – Appareils d'appui en élastomère fretté par adhérence en forme**

<b>Appareils à grillages</b>	 <p>Feuillet en élastomère 5 mm Grillage à mailles de 4 mm</p>	<p>Pathologies : glissement relatif des feuillets (défauts d'adhérence), corrosion des frettes, fissurations diverses de l'élastomère (attaque par l'ozone) et extrusions diverses.</p>
<b>Appareils à plaques nervurées</b>		
<b>Appareils à frottement</b>	<p>Tôles rugueuses en acier inoxydable</p>	

**Nota :** un joint à « hiatus » est un joint à « lèvres », par opposition aux joints à « peigne », dont le vide est généralement rempli par un profilé en caoutchouc.

Certaines dénivellations verticales trouvent leur origine dans le fonctionnement normal de la structure. Par exemple, les rotations des extrémités d'un tablier sous chargement des travées provoquent un léger soulèvement du joint par rapport à la chaussée aux abords. Dans le même ordre d'idées, notons les mouvements longitudinaux d'un tablier de forte pente, reposant sur des appareils d'appui horizontaux (le mouvement longitudinal du joint s'accompagne d'un décalage vertical).

Les désordres les plus fréquents dus à l'action dynamique du trafic routier sont les suivants :

- rupture de soudures d'éléments métalliques. Ces soudures doivent être correctement situées pour fonctionner dans de bonnes conditions et, surtout, être faciles à bien exécuter conformément aux règles de l'art pour avoir une bonne tenue à la fatigue ;
- rupture d'éléments métalliques par insuffisance de résistance ;
- rupture ou arrachement de parties de joint sous l'effet du freinage ;
- désorganisation d'ancreages.

Dans les pays au climat froid, il faut noter aussi l'action des chasse-neige dont les lames, raclant la chaussée, peuvent détériorer les éléments du joint.

Mais les effets du trafic ne sont pas les seuls à provoquer l'usure et la détérioration des joints. Par exemple, la tenue aux cycles de gel/dégel, et aux sels antiverglas du béton sur lequel ils sont fixés n'est pas toujours parfaite. Les désordres des longrines d'appui compromettent la tenue du joint lui-même, voire de ses abords immédiats, par suite de défauts de nivellement.

Il est clair qu'une meilleure tenue dans le temps est observée avec des joints en matériaux inaltérables dans les conditions de service ou ayant reçu une protection de qualité contre la corrosion, en principe la galvanisation pour les pièces soumises directement aux intempéries.

Provoquée par la présence d'humidité et de sels antiverglas, une corrosion par couple galvanique peut être observée lorsque sont associés deux métaux ayant des potentiels électrolytiques différents : alliage d'aluminium sur un socle en fonte, par exemple. Ce type de désordre, relativement rare, a été relevé sur autoroute très salée. Parfois, le phénomène peut aussi apparaître brutalement après une longue période de latence.

Dans le cas de joints comportant des pièces frottant les unes sur les autres, joints à ponts appuyés ou à système multihiatus par exemple, l'usure peut provoquer :

- des décalages des éléments et des battements avec des chocs rendant le joint bruyant donc ne satisfaisant pas à l'une de ses exigences de base ;
- des défauts d'appui avec transfert de charges sur d'autres éléments non dimensionnés pour cela, provoquant ainsi des ruptures ou des effondrements.

Il arrive que la capacité du souffle du profilé assurant l'étanchéité dans le vide du joint ne soit pas à la hauteur des exigences souhaitées soit par erreur de conception, soit par perte de ses qualités dans le temps. On observe alors des « déjantages » de profilés de joints de type « à hiatus » ou de produits qui ne suivent pas correctement les déformations imposées.

Il faut noter que les joints ne subissent pas seulement des déplacements relatifs dans le sens longitudinal : ils « bougent » également horizontalement dans le cas des ponts biais ou courbes. C'est ainsi que l'on peut constater des ruptures de pièces (dents ou mécanismes) sur des joints dont la capacité de débattement transversal est inadaptée au mouvement réel observé sur l'ouvrage.

Pour les mouvements verticaux, certaines conceptions de joints sont mieux adaptées que d'autres pour faciliter ce mouvement : ce sont principalement les joints à bande. Les sollicitations par chocs dans cette configuration sont alors plus réduites.

Les causes d'endommagement des joints de dilatation liées à une qualité de mise en œuvre défaillante sont nombreuses : défaut de liaison de la poutre supportant le joint avec la structure (ferraillage incorrectement connecté, entraînant l'effondrement à court terme du joint de chaussée, non-respect des enrobages appropriés d'où une corrosion accélérée des armatures), défauts de qualité du béton d'ancrage, de scellement ou de calage (absence de contrôle, rajout intempestif d'eau, mise en œuvre médiocre, bétonnage par temps froid sans précautions), défauts de serrage de la boulonnnerie ou une mauvaise exécution des soudures liant les différents éléments (ces malfaçons sont, heureusement, très rapidement détectées sous trafic, mais elles n'en compromettent pas moins le confort, voire la sécurité, des usagers).

## 2. Méthodes d'auscultation des ponts

Les techniques d'auscultation diffèrent suivant la nature des désordres constatés, mais les choix sont guidés par l'idée que l'on peut se faire des causes probables de la pathologie constatée. Une auscultation efficace doit permettre d'apprécier la qualité du (ou des) matériau(x) en place et de caractériser le mode de fonctionnement actuel de la structure. L'évaluation des matériaux s'appuie à la fois sur des études et analyses sur prélèvements et sur des méthodes physiques d'examen en place. Les moyens permettant de caractériser le fonctionnement de la structure sont aussi très variés, et il est souvent nécessaire d'en associer plusieurs lors d'une même

intervention. Il s'agit principalement de mesures topographiques ou géométriques (évolution du niveling, mesure de déformation générale ou de déplacement sous chargement), de mesures directes de forces ou de mesures locales de fonctionnement. Ces différentes méthodes sont décrites dans ce qui suit.

## 2.1 Étude des matériaux en place

### 2.1.1 Études sur prélèvements

Les prélèvements, échantillons dont on limite la taille et le nombre pour ne pas aggraver l'endommagement potentiel de la structure, sont pratiqués dans les zones les moins vitales. Les résultats des mesures effectuées sur ces prélèvements ne sont pas forcément représentatifs de l'ensemble de l'ouvrage : on les utilise plutôt comme référence d'étalonnage ou comme point de comparaison, pour compléter les informations que l'on tire d'essais non destructifs.

Les mesures en question portent, en général, sur les paramètres de résistance. Mais il convient de corriger les résultats pour tenir compte des effets d'échelle liés à la taille des prélèvements. Dans certains cas, les essais mécaniques peuvent fournir des renseignements sur la nature même du matériau : par exemple, l'allure du diagramme allongement/contrainte ou l'analyse du faciès de rupture d'un échantillon d'acier permettent d'en préciser le type.

Naturellement, les essais mécaniques ne sont pas les seuls à être pratiqués sur les échantillons. On procède aussi à des mesures de densité, de porosité, de teneur en eau, etc., à l'aide de matériaux spécifiques comme des appareils de gamma densimétrie par transparence, difficilement utilisables sur ouvrage. Les résultats de telles mesures ont en général peu de signification en valeur absolue, mais permettent d'obtenir, par comparaison, des renseignements intéressants (par exemple, mesure de l'épaisseur détériorée d'une dalle en béton exposée aux flammes d'un incendie pendant deux heures).

Les méthodes d'analyse chimique et physico-chimique sont relativement développées. Elles présentent l'avantage de ne nécessiter que de petits échantillons et fournissent de très riches informations sur les matériaux, mais elles peuvent mettre en jeu des moyens coûteux. Il convient donc de n'y recourir que lorsque leur objectif est défini avec précision.

Pour les métaux, les méthodes d'analyse métallographique sont bien connues des spécialistes. Associées à une détermination des constituants élémentaires par voie chimique, elles permettent de déterminer de façon très complète la nature d'un métal, sa structure et son mode d'élaboration, et, par suite, d'en connaître les propriétés.

En ce qui concerne le béton, les méthodes actuelles sont puissantes et permettent d'effectuer une expertise du béton durci. Elles regroupent les méthodes d'analyse chimique élémentaire (effectuées à l'aide d'une torche à plasma), les méthodes d'analyse thermique (dosage par pesage des éléments du béton qui se détruisent à des températures données au cours d'une montée progressive en température), les analyses diffractométriques, qui utilisent la diffractométrie des rayons X envoyés sur un morceau de béton réduit en poudre pour repérer les différents minéraux qu'il contient, les examens au microscope électronique à balayage (MEB) et les analyses pétrographiques (MEB ou microscope optique) qui permettent d'identifier certains produits comme ceux issus d'une alcali-réaction ou l'ettringite comprimée. L'emploi combiné de ces différentes techniques permet de retrouver la plupart des renseignements sur la composition du béton.

### 2.1.2 Examen du matériau en place

#### 2.1.2.1 Acier et câbles en acier

Il est assez rare que l'on procède à l'examen en place de l'acier d'un pont. Cependant, moyennant certaines précautions opératoires, des essais de billage sont possibles. Par contre, l'état de la suspension de ponts à câbles ne peut guère être apprécié en laboratoire.

Il faut donc intervenir *in situ* et les deux principales techniques d'inspection des câbles sont l'auscultation magnétique et la surveillance acoustique. Par ailleurs, la mesure de leur tension en place se fait par un procédé simple, rapide et peu coûteux : la méthode vibratoire.

#### ■ Auscultation électromagnétique

La méthode de détection d'une réduction de section ou d'une fissuration de fils d'acier repose sur une exploitation particulière des courants de Foucault induits dans un câble par un champ magnétique alternatif. Elle consiste à mesurer les variations d'impédance d'une bobine encerclante (solénoïde) alimentée par un courant à haute fréquence (10 kHz) et déplacée le long du câble.

Sous l'effet du champ magnétique variable, il se crée dans le câble des courants de Foucault tels que le flux magnétique qu'ils produisent s'oppose au flux inducteur créé par la bobine ; pour une fréquence suffisamment élevée, seules les couches extérieures de fils sont magnétisées. Plus le câble est corrodé, plus faible est l'intensité des courants de Foucault : l'impédance du solénoïde augmente jusqu'à une valeur maximale, atteinte quand toutes les couches de fils sont oxydées. L'évaluation de la corrosion repose sur des échantillages préalables réalisés sur divers types de câbles et permettant de déterminer le degré d'oxydation en fonction du pourcentage de variation d'impédance par rapport à une valeur de base correspondant à un câble sain.

Pour ce qui est de la détection de défauts locaux, on utilise des méthodes consistant à magnétiser le câble localement et à détecter le champ magnétique de fuite et/ou les variations de flux d'induction provoqués par ces défauts. Divers procédés d'aimantation et de détection peuvent être utilisés. On procède généralement à une aimantation par solénoïde alimenté en courant alternatif ; la détection s'effectue par mesure des variations de flux à l'aide de bobines encerclantes. La fréquence d'alimentation est de 100 Hz, de façon à magnétiser le câble à cœur et les bobines de détection sont disposées de manière à ne pas être sensibles aux effets de corrosion généralisée.

Bien que cette méthode ait donné des résultats convenables, sa précision laisse à désirer : il est illusoire d'espérer détecter une rupture de fil isolée. De plus, elle ne s'applique véritablement qu'aux câbles toronnés multicouches, clos ou non clos. En revanche, à l'intérieur de son domaine d'emploi, elle permet d'attirer l'attention sur les zones susceptibles de présenter des désordres sérieux et de prendre des mesures de surveillance particulières.

#### ■ Surveillance acoustique

Le principe de la surveillance acoustique repose sur le fait qu'une rupture de fil libère une énergie créant une « onde de choc » qui se propage le long du câble à une vitesse déterminée et qui peut être détectée et analysée à l'aide de capteurs et de moyens appropriés. Elle permet donc de détecter « en temps réel » les ruptures de fils survenant, à compter de sa mise en service, au cours de la vie de l'ouvrage. Son champ d'application est très vaste : il couvre pratiquement tous les types de câbles.

Sachant, d'une part, que l'amplitude de l'onde produite par une rupture fragile (rupture brutale après fissuration sous contrainte) est actuellement bien connue et, d'autre part, que la vitesse de propagation de cette onde dans le câble peut être considérée comme constante, l'appareillage de surveillance acoustique permet, à l'aide de capteurs répartis le long de ce dernier, d'identifier et de localiser les ruptures au moment où elles se produisent.

Les capteurs comprennent un élément sensible constitué par un accéléromètre et une électronique associée qui permet d'amplifier et de numériser le signal reçu, de mesurer son amplitude maximale et son temps de passage à partir d'un temps 0 donné, puis de transmettre les données à une armoire centrale. Le temps 0 correspond au passage de l'onde sous le premier capteur atteint, le plus proche de la rupture. L'appareillage peut être géré à distance par liaison téléphonique et modem.

### Mesure de tension par méthode vibratoire

La qualité du réglage de la tension des câbles d'un pont suspendu ou à haubans se dégrade dans le temps pour de multiples raisons, et une vérification périodique est nécessaire. Elle peut être faite par une méthode de pesée à l'aide de vérins, qui servent d'ailleurs à la mise en tension des câbles, mais c'est une méthode nécessitant un matériel spécifique, adapté à chaque ouvrage, et se révélant souvent lourde et peu pratique.

La méthode vibratoire offre une alternative intéressante du fait de sa simplicité, de sa rapidité de mise en œuvre et de son vaste domaine d'emploi. Elle repose sur l'application de la théorie des cordes vibrantes qui relie la fréquence du mode fondamental de vibration d'un fil tendu à sa tension, en fonction de sa longueur et de sa masse linéaire. Connaissant ces deux derniers paramètres, il est aisé de mettre le fil en vibration, de mesurer la fréquence du mode fondamental et ses harmoniques, et d'en déduire la tension du fil. La validité d'une telle application repose sur l'hypothèse que la rigidité en flexion du câble est négligeable ou sans influence sur la vitesse de propagation d'un ébranlement transversal, quelle que soit sa fréquence. Dans la pratique, on considère que l'on fait une erreur de l'ordre de 0,5 % si la relation entre le rang  $n$  des modes de vibration successifs et leurs fréquences mesurées,  $F_n = A(n)$ , est linéaire au moins jusqu'au rang 7.

Sous réserve de disposer d'un appareillage permettant de mesurer les fréquences avec une précision de 0,5 % et sachant que les valeurs relatives de la longueur et de la masse linéaire du câble peuvent être connues à 1 % près, on estime que la tension peut être obtenue en valeur absolue avec une précision de l'ordre de 4 %. Dans le cas d'un suivi périodique, la longueur et la masse linéaire n'intervenant pas, des variations de tension de l'ordre de 1 % peuvent être mises en évidence.

Le matériel de mesure comporte un accéléromètre et son électronique associée, ainsi qu'un analyseur de fréquence permettant d'obtenir immédiatement les fréquences des modes successifs de vibration du câble.

### 2.1.2.2 Béton

#### Scléromètre

La dureté superficielle d'un parement de béton peut être appréciée au moyen du **scléromètre**. Cet instrument est constitué d'une masselotte guidée dans un tube que l'on projette à l'aide d'un ressort taré sur une enclume dont l'extrémité est en contact avec le béton. La mesure du rebondissement de la masselotte permet, en principe, d'estimer la résistance en compression du béton examiné. Dans la pratique, bien que ce type d'essai présente l'avantage d'une indiscutable simplicité, les informations fournies sont très imprécises et il convient de leur attribuer plutôt une valeur relative.

#### Méthode sonique

Cette méthode consiste à mesurer la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans le béton. On peut relier cette vitesse au module d'Young  $E$  et au coefficient de Poisson  $\nu$  du béton, mais les résultats numériques de la mesure ne sont pas totalement fiables.

Dans la pratique, on l'utilise plutôt pour apprécier l'homogénéité d'un béton, localiser un défaut éventuel et en évaluer la taille, mais aussi estimer, dans certains cas, la résistance à la rupture du béton, à condition d'avoir un étalonnage sur échantillons prélevés *in situ*. Les mesures peuvent se faire par transparence ou en surface (figure 8).

À titre d'indicatif, la vitesse du son dans un béton ordinaire est de l'ordre de 4 000 m/s. Une longueur d'auscultation courante est de 1 à 2 m, avec un pas de 10 ou 20 cm. Il n'y a pas de relation absolue entre la vitesse  $v$  du son dans un béton et sa résistance en compression : un béton à 4 500 m/s n'est pas forcément un très bon béton, de même qu'un béton à 4 000 m/s n'est pas forcément médiocre.

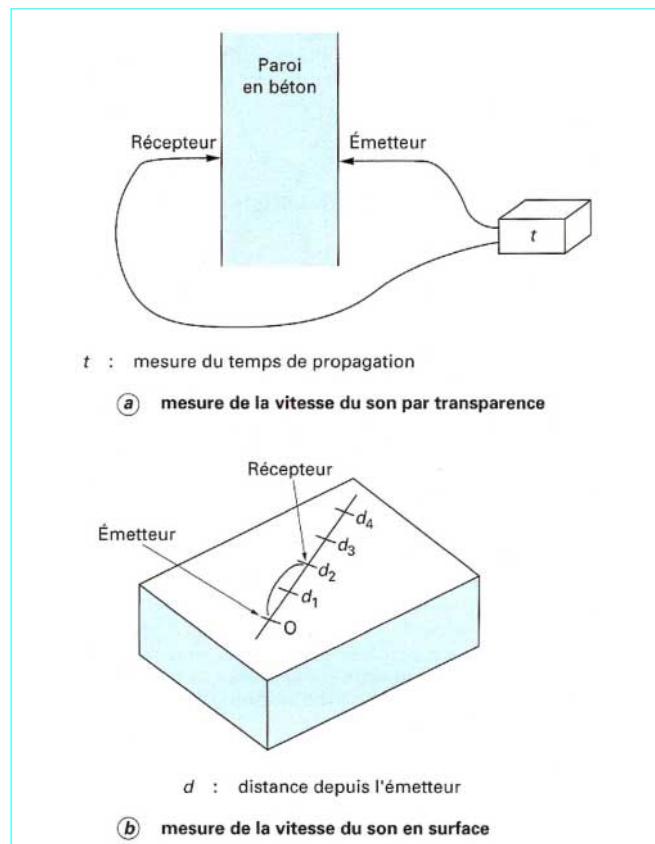


Figure 8 – Auscultation du béton par la méthode sonique

L'auscultation sonique traditionnelle a pu être étendue avec succès à la réalisation de tomographies, matérialisées par des cartes d'isovitesses de propagation des ondes. L'interprétation de telles cartes permet de se faire une idée de la variation relative des caractéristiques du béton dans une section d'une pièce et la répétition de cette opération sur plusieurs coupes opérées à différentes hauteurs permet alors d'obtenir une représentation volumique des caractéristiques recherchées.

**Nota :** la tomographie est un procédé radiographique qui permet d'obtenir une image nette d'un seul plan de coupe avec effacement des autres plans.

#### Radiographie (ou gammagraphie)

Utilisée depuis fort longtemps pour le contrôle de soudures en construction métallique, la radiographie industrielle est appliquée avec succès aux ouvrages en béton (et plus particulièrement en béton précontraint) depuis le début des années 70. On place une source  $S$  de rayonnement  $\gamma$  ou  $X$  d'un côté de la paroi à examiner et le flux de rayonnement, après avoir traversé la paroi, vient impressionner un film photographique (figure 9).

La loi d'atténuation sélective des photons par la matière est de la forme :

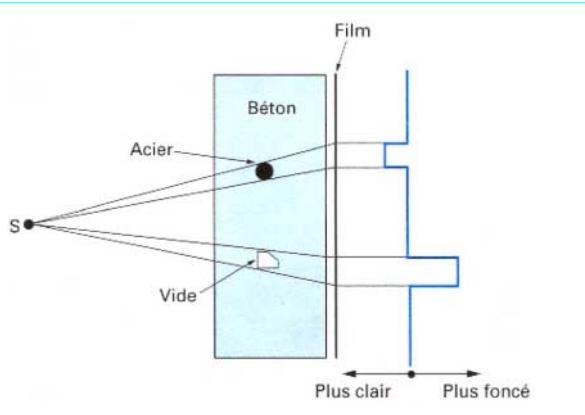
$$I = I_0 \exp(-\mu x)$$

avec  $I_0$  intensité du flux incident,

$I$  intensité du flux émergent,

$x$  épaisseur traversée,

$\mu$  coefficient d'atténuation, fonction de l'énergie des photons, de la nature chimique et de la densité du matériau.



**Figure 9 – Principe général de la radiographie**

En vertu de cette dernière propriété, le film photographique est impressionné différemment suivant l'intensité reçue :

- la présence d'un corps plus dense que le béton (un acier, par exemple) se matérialise par une trace plus claire (moins d'intensité émergente) ;
- la présence d'un vide (manque de coulis d'injection, par exemple) a pour effet un noircissement plus important du film (plus d'intensité émergente).

Les principales sources de rayonnement sont à base d'iridium Ir 192 ou cobalt Co 60. Le temps de pose étant proportionnel au carré de la distance source-film, cette distance se situe, dans la pratique, dans une plage allant de 70 à 120 cm.

Au-delà d'une épaisseur de béton de l'ordre de 50 cm, on utilise une source de rayonnement X de haute énergie obtenue grâce à un accélérateur linéaire d'énergie moyenne de l'ordre de 4 MeV, ce qui permet de traverser des épaisseurs de béton jusqu'à 1,30 m environ.

L'utilisation des sources intenses de rayonnement impose de respecter une distance de radioprotection allant de 20 à 100 m suivant les conditions d'éjection de la source.

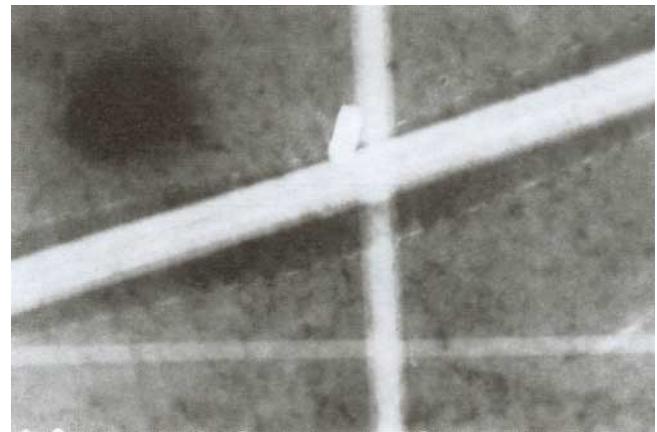
La principale application de la gammagraphie est le contrôle de la position et/ou de la qualité d'injection des câbles de précontrainte (figure 10).

#### Radioscopie

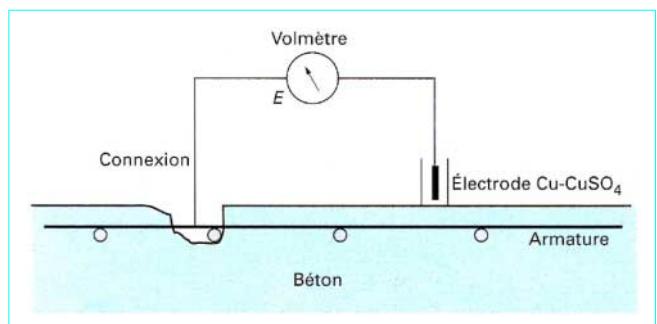
Dans le prolongement des techniques de radiographie, la radioscopie a été développée sur la base de recherches menées par le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées entre les années 1974 et 1982. Ces recherches ont abouti à la création d'un prototype dénommé SCORPION (Système de radioSCOpie par Rayonnement Pour l'Inspection des Ouvrages en bétoN), existant en deux versions pour les ponts-caissons d'une part et les ponts à poutres précontraintes d'autre part.

À l'aide d'un accélérateur linéaire, fixé en extrémité d'une passerelle de visite, on envoie un rayonnement X sur une paroi et un détecteur convertit en image visible le rayonnement sortant de la paroi étudiée. L'image peut être examinée en temps réel par l'opérateur, enregistrée sur cassette vidéo, et certaines images intéressantes reproduites sur papier. La radioscopie permet de contrôler de 150 à 450 mètres de longueur de câbles par semaine, suivant le type de câblage et les conditions d'accès ; cette performance est à comparer à la longueur cumulée des 40 à 50 radiographies que l'on peut obtenir pendant la même période. Ce procédé permet aussi de déterminer les zones d'implantation des fenêtres qui serviront à évaluer l'état réel des câbles.

Enfin, le système SCORPION permet l'obtention de radiogrammes comme en gammagraphie classique, mais avec des temps de pose beaucoup plus courts et des possibilités de traverser des épaisseurs de béton beaucoup plus grandes.



**Figure 10 – Absence totale de coulis d'injection et déformation de la gaine** (Photo LCPC)



**Figure 11 – Principe de la mesure du potentiel d'électrode**

Si ce dispositif présente des avantages indiscutables par rapport à tous les autres moyens d'examen de la géométrie interne des ouvrages, il reste cependant lourd à utiliser et doit faire face à des contraintes dues à la géométrie de la passerelle et à la radioprotection.

#### Diagnostic de l'état du béton armé

Moyennant le respect de certaines conditions de nature électrique, une méthode basée sur la mesure du potentiel électrochimique permet de repérer, à la surface d'un tablier ou d'une surface de béton, les zones de corrosion des aciers, y compris dans le cas de structures situées dans l'eau. Cette détermination se pratique en déplaçant, le long du tracé des armatures et à la surface du béton, une électrode de référence en cuivre – sulfate de cuivre saturé (ou parfois en argent – chlorure d'argent). Cette électrode est reliée à un millivoltmètre qui, lui-même, est relié au ferrailage (figure 11).

Les mesures de potentiel d'électrode permettent d'obtenir des cartes d'équipotentielles dont l'interprétation repose sur la définition de 3 classes séparées par des valeurs seuils telles que celles fournies par la norme ASTM C 876-91 ([Doc. C 4 502]) :

Classe S	$-200 \text{ mV} < E$	les aciers sont passivés
Classe M	$-350 \text{ mV} \leq E \leq -200 \text{ mV}$	l'enrouillement est possible
Classe R	$E < -350 \text{ mV}$	l'enrouillement est probable

Les valeurs les plus négatives traduisent donc la présence de zones où les aciers sont en train de se corroder, mais l'application de cette méthode n'est pas suffisante pour définir avec précision l'état de corrosion des armatures.

Le contrôle de la profondeur de carbonatation est effectué à l'aide d'un indicateur coloré, la phénolphthaléine, après avoir réalisé des encoches de diverses profondeurs dans le béton. Le réactif colore en rose les parties de béton non carbonatées et dont le pH est supérieur à 9. Ce test normalisé est très facile à exécuter.

L'analyse de la teneur en chlorures se pratique sur la poudre obtenue en perçant le béton à différentes profondeurs. L'analyse est ensuite réalisée en laboratoire. Il est ainsi possible d'accéder au gradient de teneur en chlorures existant dans l'épaisseur du béton et, en particulier, dans la zone d'enrobage des aciers.

La mesure de la perméabilité de surface se pratique sur ouvrage par une méthode non destructive qui consiste à plaquer un appareil en forme de cloche contre le parement, à faire le vide à l'intérieur de cette cloche, et à mesurer le temps de rétablissement de la pression atmosphérique. Ce temps est fonction des caractéristiques de perméabilité du support.

## 2.2 Étude du fonctionnement des structures existantes

### 2.2.1 Mesure des déformations générales et des mouvements

Le suivi d'un ouvrage comporte la vérification périodique de ses déformations éventuelles sous charges permanentes, en les comparant, lorsque cela est possible, à un état de référence déterminé immédiatement avant sa mise en service. Des déplacements peuvent résulter de mouvements des fondations mais, lorsqu'ils affectent des parties isostatiques de tabliers en béton précontraint, ils peuvent être le signe de désordres ou résulter d'une mauvaise évaluation du fluge du béton.

Lorsque l'on effectue un essai de chargement statique d'un ouvrage endommagé, et si les désordres sont susceptibles d'affecter sa capacité portante, il convient de le mettre en charge progressivement en stoppant l'expérience dès que l'on quitte le domaine élastique linéaire.

La mesure des flèches se fait traditionnellement au milieu des travées testées, mais rien n'empêche, si on a besoin de mieux connaître la déformée d'une travée, d'augmenter le nombre de points de mesure. Une limitation est tout de même donnée par la précision des mesures, qui est le plus souvent de l'ordre du millimètre.

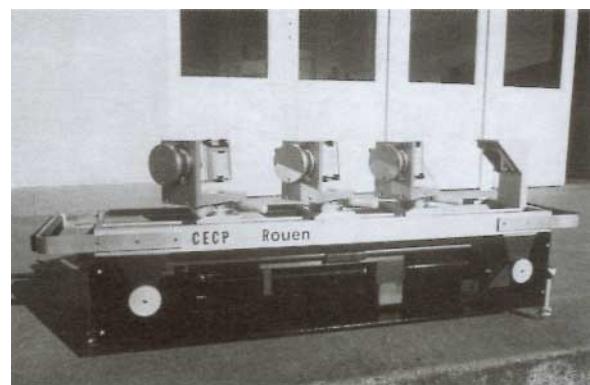
Les principales techniques employées pour mesurer les flèches sont :

- le niveling topographique, qui ne peut être exécuté que par un personnel hautement qualifié ;
- le fleximètre mécanique ; cette méthode a l'inconvénient de nécessiter un point d'ancrage fixe sous l'ouvrage, qu'il n'est pas toujours possible de réaliser ;
- les capteurs de déplacements à traduction électrique permettant un enregistrement des mesures ;
- un appareil de conception plus récente : le **flexigraphe laser**.

Ce dernier appareil comprend une source émettant un faisceau laser orientable, que l'on place en général sur un support fixe ; le faisceau constitue alors une base fixe dans l'espace. L'émetteur est en outre muni d'un jeu de lames semi-réfléchissantes, qui permettent de diviser le faisceau en deux ou trois (figure 12). La cible frappée par le faisceau est constituée d'une cellule photoélectrique mobile sur un chariot vertical. Lorsque son support se déplace verticalement, la cible reste automatiquement centrée sur le faisceau et la flèche prise par l'ouvrage au droit du suiveur de spot est donc égale au déplacement de la cellule sur son chariot. La valeur ce déplacement peut être enregistrée en continu.

Ce matériel permet une course de 40 cm ; la portée à l'extérieur atteint 150 m dans de bonnes conditions météorologiques et 250 m à l'intérieur d'un caisson ou, à l'extérieur, de nuit par conditions idéales.

Le comportement d'un ouvrage sous l'action de charges d'exploitation peut aussi être étudié en mesurant la rotation du tablier sur appuis ou la rotation de sections particulières à l'aide de **clinomètres**, ainsi que l'inclinaison de piles ou de murs à l'aide de **pendules** (pendules directs ou inverses, dont le point fixe est situé en bas et dont la mesure d'inclinaison est réalisée en haut).



a) émetteur laser et son diviseur de faisceau associé (photo LCPC)



b) suiveur de spot (photo LCPC)

Figure 12 – Flexigraphe laser

Il existe une riche gamme d'appareils permettant de mesurer des rotations : cela va de la simple nivelle mécanique qui a une sensibilité de  $10^{-4}$  rd, jusqu'au clinomètre de la société Telemac qui atteint une sensibilité de  $10^{-8}$  rd et dont le principe de fonctionnement réside sur la mesure de la rotation d'une masse suspendue à deux fils de silice de quelques micromètres de diamètre. Au centre de la gamme se situent les clinomètres électriques qui peuvent atteindre une sensibilité de  $10^{-6}$  rd et qui sont plus utilisés sur ouvrages (figure 13).

On peut évaluer le comportement dynamique des ouvrages à l'aide d'**accélémètres** ou de **sismographes enregistreurs**. Avec ces derniers, on mesure, par exemple, la composante dynamique de la flèche sous le passage d'un convoi ou les mouvements horizontaux des têtes de pile, sous l'action du freinage d'un véhicule. Les données fournies par les accélémètres nécessitent une double intégration du signal pour obtenir des déplacements.

On ne sait pas encore tirer tous les enseignements de l'étude des vibrations propres d'un ouvrage. En général, il faut atteindre un endommagement important pour apercevoir une modification des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage, et cet endommagement peut souvent être détecté à un stade plus précoce par d'autres

techniques d'auscultation. En outre, dans le cas des ponts, l'influence de la qualité du revêtement routier est prépondérante dans l'analyse des signatures vibratoires, et l'évolution du comportement dynamique de l'ouvrage peut alors être masquée par une dégradation de l'état de la chaussée.

## 2.2.2 Pesée de réactions d'appui

L'un des objectifs majeurs d'une mesure de réactions d'appui est de fournir des informations sur les redistributions d'efforts par fluage dans un pont en béton précontraint construit par phases. Lors de la mesure, il convient d'évaluer avec précision l'incidence des effets de la température. Sur le plan pratique, on soulève le tablier à l'aide de vérins et l'on mesure simultanément la force nécessaire et le déplacement vertical du tablier, à l'aide d'un comparateur précis. La figure 14 montre l'allure de la fonction représentative de la force appliquée  $P$  en fonction du soulèvement  $d$ .

La première partie du graphe correspond à la libération des appareils d'appui, la deuxième partie, rectiligne, à la flexion du tablier, et sa pente en traduit la rigidité. En prolongeant cette deuxième partie jusqu'à  $d=0$ , on obtient la réaction cherchée  $R_A$ .

Pour soulever le tablier, on utilise actuellement la technique du double vérin plat ou celle du vérin à piston (figure 15).



Figure 13 – Clinomètre fixé sur l'âme d'un pont-caisson (Photo LCPC)

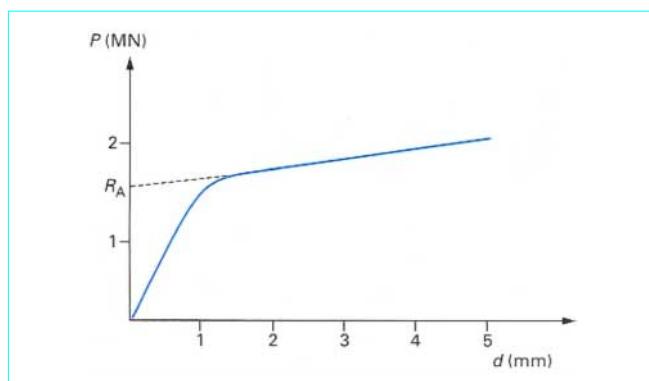


Figure 14 – Évolution de la réaction d'appui en fonction du déplacement lors de la pesée

À noter qu'il est possible, de nos jours, de mettre en place des appareils d'appuis directement équipés de dispositifs permanents de mesure de la force transmise.

## 2.2.3 Autres mesures directes sur ouvrages

Les autres types de mesures directes sur ouvrages sont les mesures de forces dans les câbles de précontrainte et les mesures de contraintes dans le béton (par libération).

### 2.2.3.1 Mesure de forces dans les câbles de précontrainte

Les principales méthodes de mesure de forces dans les câbles sont basées sur le principe de la « pesée », la théorie des cordes vibrantes ou la méthode de l'arbalète.

■ L'application du principe de la **pesée** n'est envisageable que si le câble est non injecté ou injecté avec un produit souple, et si son extrémité est accessible. Il faut disposer d'un vérin, reprenant l'effort existant, et d'un capteur de déplacements. En mesurant la pression en fonction du déplacement, on détermine la force qui correspond au décollement de l'extrémité du câble par rapport à la structure ou l'éventuelle plaque d'ancrage.

■ La mesure de tension par la **méthode vibratoire** est décrite au paragraphe 2.1.2.1. Elle concerne plutôt les câbles des ponts suspendus et à haubans. Mais elle peut aussi être appliquée pour déterminer la force de tension des câbles de précontrainte extérieurs au béton. Son application à la mesure de la tension dans des barres est possible à condition de bien connaître les conditions d'encastrement aux extrémités de celles-ci, ou de procéder par étalonnage avec une autre technique telle que le collage de jauge sur certaines barres qui sont ensuite détendues.

■ La méthode de l'**arbalète** permet de mesurer la tension résiduelle de câbles tendus, que ceux-ci soient intérieurs ou extérieurs au béton, en partant du principe que l'effort nécessaire pour dévier un câble de son tracé est fonction de sa tension.

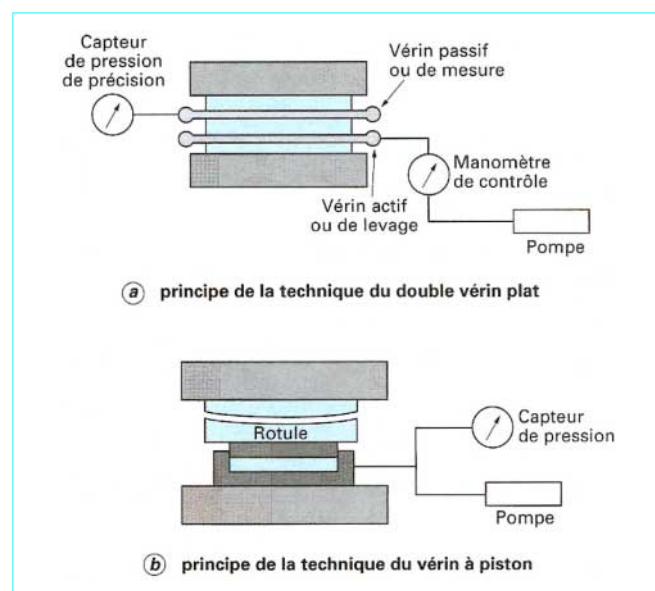


Figure 15 – Techniques de soulèvement du tablier d'un pont

Plus précisément, la mesure consiste :

- à ouvrir une fenêtre dans le béton afin de dégager le câble (en le débarrassant de son coulis de protection) sur une longueur suffisante, de l'ordre de 60 cm, pour permettre une mise en place correcte de l'arbalète (figure 16).

- à appliquer au câble, en réalité à un fil (dans le cas d'un câble à fils parallèles) ou à un toron (dans le cas d'un câble constitué de torons), une force perpendiculaire contrôlée, couplée avec un capteur de déplacement qui permet de suivre simultanément la valeur de la flèche prise par le câble. En général, il est possible de mesurer la tension sur les 2 ou 3 torons (ou fils) directement accessibles.

La précision d'une mesure de tension par cette méthode est d'environ 3 %.

### 2.2.3.2 Libération des contraintes

La méthode de libération des contraintes, permettant d'estimer directement les contraintes normales dans le béton avec une précision de l'ordre de 0,3 MPa, consiste à effectuer un relâchement local et partiel des contraintes par création d'une entaille, suivie d'une compensation de pression contrôlée à l'aide d'un vérin ultraplat introduit dans cette entaille.

Dans la pratique, on commence par matérialiser un référentiel de déplacement, constitué de bases de mesures extensométriques, sur la surface devant recevoir l'entaille, en vue de suivre le mouvement des lèvres de cette entaille. Une minuscule entaille semi-circulaire, de 4 mm de largeur, est alors pratiquée (figures 17 et 18).

Dans une zone comprimée, les lèvres de l'entaille ont tendance à se rapprocher. Un vérin ultraplat est glissé dans l'entaille et mis en pression croissante jusqu'à ce que les lèvres de l'entaille retrouvent leur position initiale. La pression de compensation nécessaire dans le vérin correspond, avec une bonne précision, à la valeur de la contrainte locale de compression moyenne dans le béton, perpendiculairement au plan de l'entaille. Dans une zone tendue, les lèvres de l'entaille ont tendance à s'écartier, mais l'opération est menée pratiquement de la même façon que précédemment : on mesure les déplacements lors d'une montée contrôlée de pression du vérin, on trace la fonction représentative de la loi déplacement-pression, puis on extrapole cette courbe en direction des déplacements décroissants pour obtenir une estimation de la contrainte initiale de traction.

Pour accéder au profil de contraintes en fonction de la profondeur, on procède par une alternance de libérations et de mesures à des profondeurs successives suffisamment rapprochées, en agrandissant progressivement l'entaille pratiquée (jusqu'à 80 mm de profondeur) et en ayant recours à des vérins en forme de segment circulaire de dimension croissante pour effectuer la compensation de pression.



Figure 16 – Arbalète destinée à mesurer la tension dans les câbles de précontrainte (Photo LCPC)

L'application répétée de la méthode de libération des contraintes en plusieurs niveaux d'une section permet d'estimer la répartition de contraintes normales, qui n'est généralement pas linéaire suivant la hauteur d'une section courante et qui accuse des concentrations dans les parties épaisses.

La méthode de libération des contraintes ayant accès à la mesure de tractions permet encore d'évaluer les effets du retrait et d'accéder à la force de précontrainte locale résiduelle dans une section d'ouvrage, à condition de prendre des précautions dans l'interprétation des résultats, compte tenu des phénomènes de redistribution différée des contraintes entre les parties massives et grêles de la section. Mais les mesures peuvent être faussées par l'intervention de la carbonatation du béton en surface, qui est susceptible d'augmenter son module élastique apparent par rapport à celui du béton situé au cœur de la pièce.

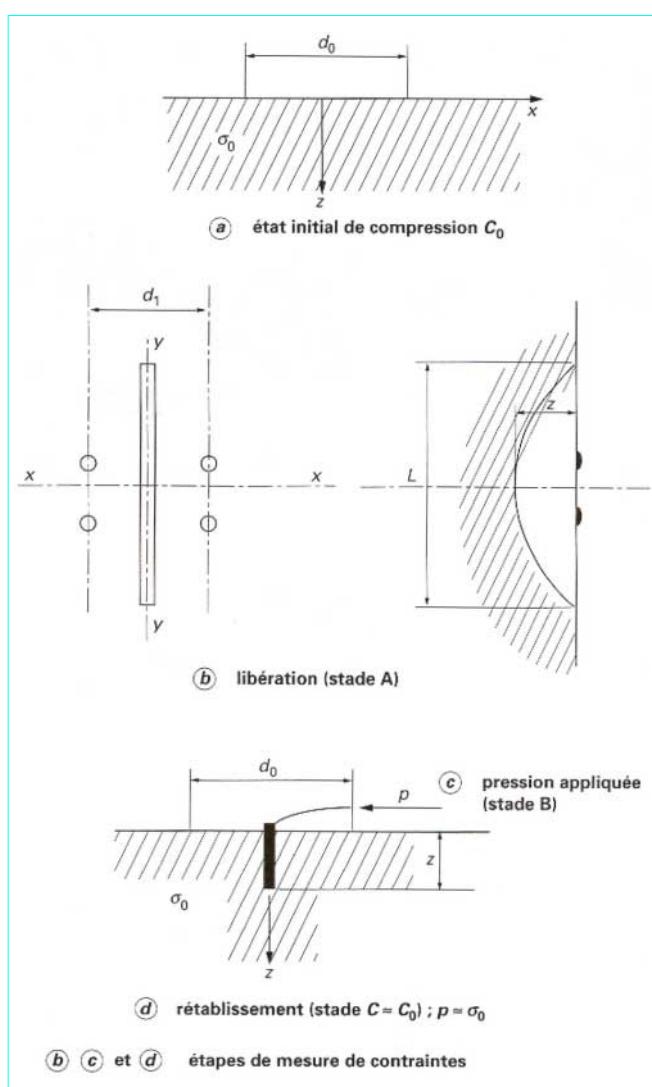


Figure 17 – Principe de la méthode de libération des contraintes

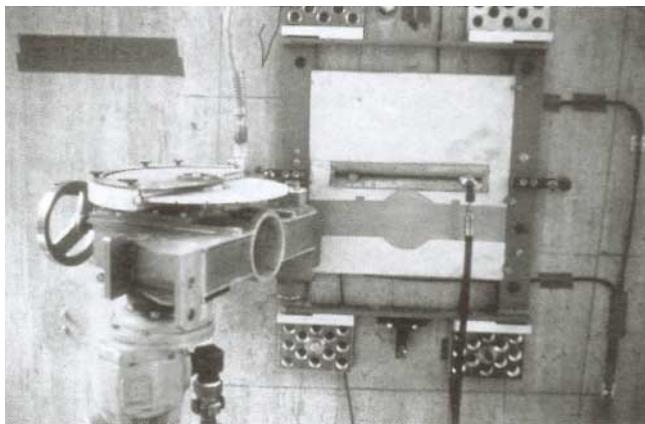


Figure 18 – Scie et entaille équipée de son vérin plat (Photo LCPC)

## 2.2.4 Étude géométrique des fissures dans les ponts en béton : la fissurographie

### 2.2.4.1 Relevé des fissures

Dans un ouvrage en béton, le relevé détaillé de la fissuration, ainsi que le suivi de son évolution dans le temps, constitue un élément de diagnostic très important. La fissuration du béton [5] est en effet la manifestation extérieure du mode de fonctionnement de la structure et traduit assez clairement ce fonctionnement, à la condition d'être correctement interprétée. En effet, une fissure de fonctionnement prouve qu'à un moment donné des contraintes de traction se sont développées, dont l'intensité a atteint la résistance du béton en traction.

Le relevé systématique de la fissuration d'un ouvrage en béton armé n'offre aucun intérêt ; il est nécessaire dès le stade de l'examen visuel, de savoir distinguer la fissuration normale d'une fissuration due à un défaut de fonctionnement. Si, dans un ouvrage d'art en béton précontraint, toute fissure est *a priori* suspecte, il faut également distinguer les fissures réelles des fissures secondaires sans danger ; par exemple, des fissures de retrait que l'on peut voir apparaître sur la peau d'un béton dont la cure a été insuffisante ne présentent pas la même gravité que la séparation dans la masse, par retrait également, de parties d'ouvrages coulées à des époques différentes.

Un réflexe immédiat, lorsqu'on constate l'existence d'une fissure, doit être d'en faire figurer, directement sur l'ouvrage et simultanément sur un document, le tracé, avec l'indication de la date, afin de pouvoir en suivre l'évolution entre les examens successifs. En effet, la connaissance de l'ordre de grandeur à une date donnée, et dans des conditions de chargement connues, peut être précieuse. Il est suffisant d'évaluer cette ouverture avec un seul chiffre significatif lorsqu'elle dépasse le dixième de millimètre, et de ne donner aucune valeur pour les fissures plus fines.

Au stade d'un relevé de fissuration, il ne faut pas chercher à évaluer la profondeur d'une fissure. Il est, par contre, fondamental, dans certains cas, de savoir si une fissure (ou un réseau de fissures) traverse totalement ou non un élément de béton. Une méthode très simple consiste à injecter, sur une face, de l'eau colorée et à regarder ce qui sort sur la face opposée. Cependant, la méthode la plus fiable pour déterminer la profondeur d'une fissure dans du béton demeure le carottage, opération qui peut être rendue compliquée par l'incurvation de certaines fissures en profondeur.

### 2.2.4.2 Caractérisation et classification des fissures

Dans le cas d'un ouvrage en béton précontraint, il est recommandé de reporter les fissures sur un plan comportant le tracé des câbles de précontrainte afin de faciliter l'interprétation. Le relevé « statique » doit être complété autant que possible par des mesures de variations d'ouvertures sous diverses actions par les techniques d'**extensométrie** ou de **fissurométrie**.

D'une manière générale, l'**extensométrie** est la mesure de la déformation locale d'un corps sous l'effet d'actions diverses et la **fissurométrie** est la mesure des mouvements relatifs, sous l'effet d'actions extérieures, des deux lèvres d'une fissure à la surface d'une pièce. On peut considérer que la **fissurométrie** est un cas particulier de l'**extensométrie**, mais en précisant qu'elle s'en distingue par le fait que, dans les mesures d'**extensométrie**, on suppose que la matière reste continue. La transformation des variations de déformations en variations de contraintes est toujours délicate du fait de la connaissance imprécise du module d'Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  du béton.

Sauf cas très particuliers (par exemple, témoins sonores noyés dans le béton), on ne peut réaliser les mesures qu'à la surface d'une pièce, là où l'état de contraintes est plan. La mesure des variations de déformations suivant trois directions permet de déterminer les variations de contraintes principales et leur direction (les rosettes à trois directions comportant trois extensomètres).

La mesure des mouvements relatifs des lèvres d'une fissure est souvent utile, en particulier pour apprécier les surtensions, sous une action extérieure donnée, dans les aciers (passifs ou actifs) qui traversent une fissure. Il est nécessaire de faire appel aux lois de l'adhérence acier-béton pour estimer, par ce moyen, les surtensions. Pour les aciers passifs, ces lois sont assez bien connues ; pour les aciers actifs, l'adhérence se faisant par l'intermédiaire du coulis d'injection, l'estimation de la surtension dépend totalement de la qualité de l'injection. Le contrôle par gammagraphie au voisinage de la fissure renseigne sur la qualité du remplissage de la gaine ; ce contrôle est indispensable pour éviter toute erreur grossière d'interprétation. Il est quelquefois possible d'effectuer des mesures directement sur un acier préalablement mis à jour (fenêtres). La **fissurométrie** peut être utilisée, aussi, pour mieux apprécier le fonctionnement de la partie non fissurée d'une section.

Les principaux appareils utilisés sont les jauge à fil résistant, les extensomètres mécaniques et les capteurs de déplacements.

■ Le marché actuel propose une très grande variété de types de **jauge à fil résistant** quant à leurs dimensions (de quelques dixièmes de mm à quelque 20 cm), leur forme, leur agencement (rosettes, chaînettes), leur destination (jauge pour acier, pour aluminium, pour béton...). De par son principe, une jauge mesure directement un allongement relatif (quelle que soit sa longueur) par le biais d'une mesure de variation relative de sa résistance électrique. Le seuil de sensibilité n'est pas fixé par la jauge elle-même mais par les appareils de mesure associés. Ces appareils, basés sur le principe du pont de Wheatstone, ont un seuil de sensibilité de l'ordre de  $1,0 \times 10^{-6}$ . Cette technique de mesure très sensible est utilisée depuis longtemps sur l'acier. Son application au béton est plus récente, compte tenu de difficultés de mise en œuvre que l'on maîtrise correctement de nos jours.

■ Les **extensomètres mécaniques** (quelquefois appelés déformètres ou dilatomètres) mesurent l'allongement absolu d'une base donnée. Compte tenu du nombre de points de mesure nécessaire sur ouvrage, seuls les appareils amovibles sont utilisables en pratique. À l'endroit voulu, une base de mesure est implantée sur la structure : cette base est matérialisée par deux plots (billes, cônes...) distants de  $\ell_0$  et fixés à la structure. L'appareil vient se placer sur ces plots et mesure la variation de distance  $\Delta\ell$  entre les plots, d'où l'on tire la valeur de la déformation :

$$\varepsilon = \frac{\Delta\ell}{\ell_0}$$

Il peut être utilisé comme fissuromètre, les plots de la base étant implantés de part et d'autre de la fissure : sa grande sensibilité est un peu surabondante.

Les témoins sonores, encore appelés **extensomètres à corde vibrante**, sont essentiellement utilisés pour l'instrumentation des ouvrages neufs en béton dans la mesure où ils sont destinés à être noyés dans le béton et doivent donc être installés et fixés sur le ferrailage avant le coulage du béton. Il existe cependant une version de ces appareils qui sont des témoins sonores de surface et qui peuvent être fixés sur le parement d'ouvrages en béton ou sur des éléments d'ouvrages métalliques. Leur principe de fonctionnement repose sur la mesure de la fréquence de vibration d'une corde tendue à l'intérieur d'un tube dont les extrémités sont fixées à la structure : les déformations de celle-ci engendrent une variation de fréquence de vibration de la corde. Ces appareils sont robustes, faciles à installer, présentent peu de dérive et ont une sensibilité semblable à celle des jauge. L'acquisition automatique des résultats de mesures nécessite cependant un matériel particulier.

Les capteurs de déplacements sont destinés à la fissurométrie. Un grand nombre d'appareils peuvent convenir compte tenu de la sensibilité requise (0,01 mm). Les capteurs à traduction électrique offrent une grande souplesse au niveau du traitement du signal ; leur sensibilité peut atteindre 0,001 mm. On utilise couramment des capteurs de type potentiométrique (variation de résistance) ou de type inductif (variation d'inductance).

#### 2.2.4.3 Chaînes de mesures associées

D'une manière générale, les appareils à traduction électrique (jauge et capteurs divers) permettent l'utilisation de chaînes de mesure plus ou moins complexes. Il est possible d'explorer un grand nombre de voies automatiquement et d'enregistrer les résultats. D'autre part, l'enregistrement continu est quelquefois nécessaire pour la mesure d'un effet dynamique pendant le passage d'une charge, ou bien pour la mesure d'un effet variable suivant un cycle journalier, tel qu'un effet thermique, ou encore pour un suivi à plus long terme dans un but de surveillance (l'enregistrement peut alors durer de quelques semaines à quelques mois).

## 3. Évaluation des ouvrages existants

### 3.1 Introduction

Étant donné une structure soumise à un système de charges, lorsque l'on accroît progressivement l'intensité de ce système, ses effets cessent d'être complètement réversibles au-delà d'un certain seuil, soit de façon apparente (par exemple, fissuration ou plastification), soit de façon non immédiatement apparente (fatigue). En d'autres termes, la structure perd graduellement de sa « valeur ». De façon schématique, cette fonction de « perte de valeur » possède deux paliers correspondant à l'apparition de deux familles de phénomènes que l'on idéalise à travers les concepts d'états limites de service et d'états limites ultimes (figure 19). L'apparition de désordres est le signe tangible du dépassement de certains états limites de service.

L'évaluation d'un ouvrage existant consiste à en apprécier l'état physique et mécanique. Elle est nécessaire lorsqu'il est envisagé de modifier ses conditions d'exploitation (par exemple, augmentation du nombre de voies de circulation) ou de remédier à certains désordres révélateurs d'une pathologie (affectant la structure et/ou les matériaux) naissante ou avancée. L'une des composantes de l'évaluation est l'estimation de la fiabilité structurelle de l'ouvrage considéré. Il s'agit d'une notion complexe mettant en jeu à la fois :

- des données déterminées et des données aléatoires ;
- la connaissance plus ou moins précise de ces données ;
- la fiabilité de cette connaissance.

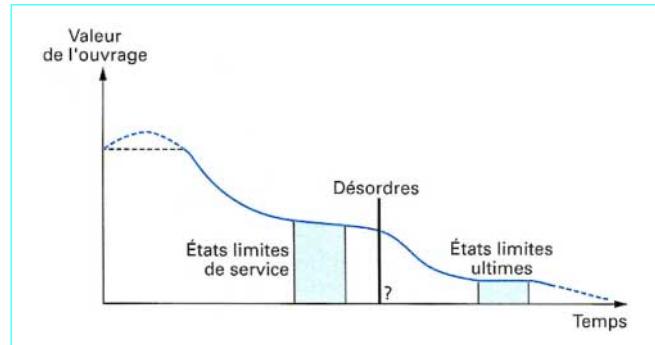


Figure 19 – Représentation symbolique de la perte de valeur dans le temps d'une construction

D'autre part, les durées de vie écoulée et résiduelle peuvent prendre une certaine importance.

Rappelons que, selon une terminologie reconnue par les associations internationales et reprise dans l'ensemble des Eurocodes, la fiabilité couvre à la fois l'aptitude au service de la structure et sa sécurité structurale : au niveau des calculs justificatifs, l'aptitude au service est en relation avec les états limites de service tandis que la sécurité structurale est en relation avec les états limites ultimes.

Les méthodes d'estimation de la fiabilité structurale d'un pont existant sont très sophistiquées et donnent lieu à de nombreuses recherches théoriques. Les développements qui suivent se basent à décrire les bases d'une méthodologie d'évaluation des ouvrages existants.

### 3.2 Étapes de l'évaluation

En règle générale, l'évaluation d'un ouvrage comporte deux phases successives : le diagnostic préliminaire et le recalcul.

Au cours de la phase de diagnostic préliminaire, on ne s'intéresse généralement qu'aux éléments porteurs principaux afin de définir et de prendre les éventuelles mesures d'urgence qui s'imposent si la sécurité physique du public est en cause (par exemple, limitation, voire interdiction complète de la circulation sur un pont-route, mise sur cintre dans les cas exceptionnels). Il s'agit donc d'une évaluation sommaire basée sur l'examen des documents existants et sur un constat de l'état de l'ouvrage examiné. Ce prédiagnostic doit être rapide et, pour être sûr, établi par un ingénieur expérimenté ayant une idée assez précise de l'origine probable des désordres et, surtout, de leurs conséquences possibles.

Il peut arriver, dans certaines circonstances exceptionnelles, qu'il soit nécessaire de procéder à un essai de chargement statique pour évaluer l'étendue du domaine de comportement élastique et réversible de la structure potentiellement endommagée. Un tel essai doit être conduit avec une charge d'intensité progressive que l'on applique par paliers en déchargeant l'ouvrage à chaque étape.

Dans les cas usuels, le diagnostic préliminaire débouche sur l'élaboration d'un programme d'investigations qui seront nécessaires pour aboutir, au cours de la phase suivante, à un diagnostic précis et à une évaluation quantitative fiable de la sécurité structurale, et pour permettre l'élaboration du projet de renforcement ou de réparation. Ces investigations peuvent comprendre :

- un certain nombre d'essais tels que ceux décrits au paragraphe 2, effectués et interprétés par un laboratoire ou une entreprise spécialisée ;
- une actualisation des dimensions et des dessins de l'ouvrage ;
- une évaluation aussi précise que possible des propriétés des matériaux.

Ces investigations permettent d'entreprendre, en deuxième phase, le recalcul proprement dit de l'ouvrage, qui est un élément essentiel de l'évaluation de sa fiabilité structurale. Les deux principaux objectifs du recalcul sont les suivants :

- une estimation aussi précise que possible de l'état de contrainte probable de la structure, compte tenu, le cas échéant, des désordres constatés ;
- une évaluation des marges de sécurité vis-à-vis du dépassement de certains états limites irréversibles ou de rupture.

Le calcul doit être préparé et conduit avec beaucoup de discernement car on sait généralement peu de choses sur les actions que l'ouvrage a supportées depuis sa construction, en particulier les véhicules anormalement lourds qui l'ont parcouru, d'éventuels tassements différentiels d'appuis (en l'absence d'observations depuis l'origine), les effets de certains réglages par déformations imposées pouvant être contrebalancés par des redistributions liées au phénomène de fluage du béton. Il doit, bien évidemment, exploiter les renseignements tirés de la connaissance des règles de justification et des hypothèses de calcul en vigueur à l'époque de la construction, tout en tenant compte de l'évolution des connaissances sur le comportement des matériaux (par exemple, lois de fluage et de retrait du béton, effets thermiques, etc.) et des informations recueillies dans le dossier de l'ouvrage (par exemple, l'ordre et le calendrier réels d'exécution, les tassements d'appuis mesurés, etc.).

Le recalcul ne doit pas être confondu :

— avec un calcul de contrôle selon les codes et réglementations en vigueur au moment de la construction de l'ouvrage : un tel calcul ne se justifie que dans le cadre d'une procédure d'enquête pour établir d'éventuelles responsabilités. En l'absence de plans, un tel calcul permet, parfois, de se « faire une idée » du ferrailage ou du câblage d'un pont en béton armé et/ou précontraint. Cette « idée » doit ensuite être précisée par des investigations *in situ* ;

— avec le calcul justificatif effectué pour établir un éventuel projet de réparation ou de renforcement, même si les deux calculs utilisent le même modèle.

À la fin de cette étape, une préétude technico-économique des différentes solutions envisageables permet au maître de l'ouvrage de prendre une décision soit de remplacement total ou partiel, soit de réparation ou de renforcement, voire de maintien en l'état avec mesures particulières d'exploitation et de surveillance. Le projet soit de démolition-reconstruction, soit de réparation ou renforcement sera ensuite élaboré.

### 3.3 Préparation du recalcul

Lors de la préparation du recalcul, un certain nombre d'options doivent être levées, généralement à partir d'appréciations motivées. Les options les plus courantes sont évoquées ci-après.

#### 3.3.1 Analyse structurale

L'analyse structurale peut être effectuée à l'aide des méthodes de Résistance des Matériaux ou de méthodes numériques (calcul aux éléments finis), mais, dans les cas courants, les modèles globaux sont élastiques linéaires.

**Nota :** l'évaluation du fluage du béton sous précontrainte est, bien évidemment, l'objet d'un traitement particulier.

Pour que le calcul soit représentatif, il convient de tenir compte de la géométrie effective de la structure, du processus réel de construction et, s'il y a lieu, de l'affaiblissement des matériaux constitutifs.

Par contre, le recours à des modèles non linéaires peut être nécessaire pour expliquer ou interpréter certains problèmes locaux ou même généraux. D'autres pathologies, comme celles se

traduisant par une fissuration due à la fatigue dans les ponts métalliques ou en ossature mixte, nécessitent le recours à des modèles spéciaux, comme les modèles d'endommagement ou de mécanique de la rupture.

#### 3.3.2 Géométrie effective de la structure

Il peut être nécessaire de contrôler par sondages la géométrie effective de la structure, notamment les épaisseurs de certaines parties comme les hourdis en béton, et le poids des équipements. Pour certains ponts anciens, la documentation peut être inexisteante et il est alors nécessaire de procéder à une étude géométrique complète qui peut s'appuyer sur des techniques avancées d'interprétation numérique de clichés photographiques.

À l'intérieur du béton, la position des armatures passives et actives peut être assez éloignée de la position théorique définie par les plans d'exécution. La position des armatures passives influe directement sur la résistance des sections, mais celle des armatures actives influe également sur les sollicitations. En cas de doute, il convient de contrôler le tracé des armatures actives par radiographie ou radioscopie ([§ 2.1.2.2](#)).

#### 3.3.3 Affaiblissement des matériaux

Le recalcul doit tenir compte de l'affaiblissement possible des matériaux constitutifs de l'ouvrage. Par exemple, le béton peut être affaibli localement par des attaques diverses et les sections de tôles de poutres métalliques peuvent être réduites à cause de la corrosion ou de blessures. De plus, en cas de fissuration importante dans les ponts en béton, la rigidité des sections peut être affectée, ce qui peut modifier la répartition des sollicitations dans une structure hyperstatique.

Dans le cas d'un tablier en acier, l'évaluation des pertes de section de l'acier par corrosion peut être effectuée sans peine : en effet, il est possible, après mise à nu locale, d'observer l'état de conservation de l'acier et d'apprécier une éventuelle corrosion. Mais cela ne concerne que des ponts sérieusement endommagés. En revanche, il est très difficile de connaître l'état de contraintes dans les armatures d'une structure en béton.

#### 3.3.4 Évaluation de l'effort de précontrainte

L'évaluation de l'effort de précontrainte dans un ouvrage réel est toujours problématique.

Indépendamment des questions de tracé de câbles, précédemment évoquées, il y a lieu de se préoccuper d'éventuelles ruptures de fils ou de torons. Ces ruptures peuvent être détectées pour des câbles situés dans des parois minces d'accès facile grâce aux matériels de mesure, mais la détection complète des ruptures est pratiquement impossible : même les moyens les plus sophistiqués (radiographie, gammagraphie, [§ 2.1.2.2](#)) ont leurs limites et, à côté de certaines sections où les discontinuités des câbles sont reconnaissables, l'incertitude règne sur des zones entières des poutres ; c'est le cas, par exemple, de zones très ferrailleuses où les câbles forment des paquets trop denses pour donner une image radio déchiffrable. Quoi qu'il en soit, même dans le cas où les ruptures de câbles sont identifiées et localisées, une incertitude subsiste sur l'efficacité rémanente du câble rompu : la tension de celui-ci est évidemment nulle au droit de la section où se situe la rupture. Dès que l'on s'en éloigne, le câble recouvre, par adhérence, sa tension, mais dans une proportion qu'il est difficile d'évaluer.

En dehors des zones de rupture, il n'existe pas de méthode non destructive vraiment fiable pour déterminer avec précision la tension réelle dans un câble. Si l'on peut atteindre une armature sans affaiblir notablement la structure, il est possible d'estimer l'effort résiduel

par la méthode de l'arbalète ([§ 2.2.3.1](#)). En l'absence d'injection, on peut repérer les câbles qui festonnent sans pour autant voir des ruptures. Dans certains cas, des mesures de décompression du béton au droit de joints s'ouvrant sous une charge connue permettent d'apprécier assez finement l'intensité de l'effort de précontrainte. Dans d'autres cas, des informations précieuses peuvent être obtenues à l'aide de la méthode de libération des contraintes décrite au paragraphe [2.2.3.2](#).

Pour effectuer le recalcul, on évalue donc un effort de précontrainte moyen sur la base du tracé contrôlé des câbles et en adoptant des coefficients de frottement réalistes, compte tenu des caractéristiques usuelles du procédé considéré. Lorsque l'on a de sérieux doutes sur l'intégrité des câbles, on pourra introduire, par exemple, un taux d'affaiblissement de la précontrainte que l'on pourra estimer à partir de constatations et de mesures.

## 3.4 Conduite du recalcul des ouvrages

Dans tout ce qui suit, seul le recalcul des ponts-routes est traité. En effet, compte tenu des problèmes évidents de sécurité, tant structurelle que d'exploitation, le recalcul des ponts-rails ne peut relever que d'une autorité spécialisée.

Lorsqu'un pont présente des désordres, c'est que le stade de réversibilité de certains états limites de service a été plus ou moins largement dépassé. Dans le cas des ponts métalliques, des désordres locaux dus au phénomène de fatigue traduisent une évolution inexorable de la structure vers un état limite ultime susceptible de la mettre hors service. Le recalcul a pour objectif, comme nous l'avons dit, de mettre au point un modèle de l'ouvrage considéré, de fournir un état de référence caractérisant son comportement probable, et les éléments permettant de définir les principes de réparation ou de renforcement. Cet état de référence facilitera d'éventuelles investigations ultérieures. Le recalcul doit permettre d'établir un véritable bilan de santé de l'ouvrage.

### 3.4.1 Référence aux codes et normes de calcul

Les bases générales d'un recalcul comprennent des codes (textes réglementaires ou normatifs) relatifs aux charges dues au trafic ainsi qu'aux règles de justification des constructions. Ces dernières peuvent être complétées par des règles particulières relatives aux convois exceptionnels.

Mais les codes de calcul, passés ou actuels, ne sont pas destinés à guider l'ingénieur pour évaluer l'état probable d'une structure existante, et le recalcul d'un ouvrage ne peut pas se réduire à une simple application des règles de calcul actuelles. De plus, comme on se trouve rarement dans une situation complètement codifiée, les codes existants ne peuvent être appliqués de façon purement littérale et il est nécessaire de les interpréter pour s'y référer. Mais les textes normatifs ou réglementaires offrent à l'ingénieur un cadre de réflexion pour estimer le niveau de fiabilité actuel et définir le niveau qu'il souhaite conférer à l'ouvrage dont il projette la réparation ou le renforcement.

En général, les modifications des codes successifs (de charges et de projet) vont, globalement, dans le sens d'une augmentation de la fiabilité, si bien que la mise à niveau par référence à des règles en vigueur à la date du renforcement s'avère plus onéreuse que la simple correction d'un désordre dans le cadre des règles qui ont présidé à la construction.

Cependant, on peut dire que les codes actuels reflètent, dans l'ensemble, plus directement la réalité que les codes anciens (méthodes d'états limites, diversité des valeurs représentatives des charges d'exploitation, etc.) et constituent généralement des bases d'études plus fiables que les anciennes règles. Ils comportent des

marges de sécurité, prévues pour l'établissement des projets d'ouvrages neufs, qui, en général, excèdent celles qu'il est légitime et même possible d'exiger pour les ouvrages existants. Cela tient à plusieurs causes :

- les niveaux de connaissance des ouvrages et éventuellement des conditions de circulation ne sont pas les mêmes au stade du projet d'un ouvrage à exécuter et lors des vérifications des ouvrages existants (les niveaux de connaissance pouvant être accrus par des investigations) ; il en résulte que, dans ces derniers cas, le maintien du degré de sécurité des codes, lié à une probabilité de dommages, ne nécessite généralement pas le maintien des valeurs des coefficients partiels ;

- les coefficients partiels réservent une marge pour tenir compte des évolutions des données et autres événements prévisibles ou imprévus : il est normal que cette marge soit « consommé » pendant la vie des ouvrages ;

- le degré optimal de viabilité est plus faible pour des ouvrages existants que pour des ouvrages à construire car, d'une part, le coût d'un renforcement ou d'une réparation est considérablement plus élevé que l'adoption de dispositions raisonnablement surabondantes au stade du projet et, d'autre part, pour les ouvrages existants, l'optimum se situe dans le cadre d'un volume limité de crédits, dans lequel les besoins de maintien de la circulation doivent être pris en considération.

Rappelons que les justifications vis-à-vis des états limites ultimes de résistance effectuées lors de l'établissement d'un projet d'ouvrage neuf ne correspondent pas, ou peu, à un processus de ruine physique, le mode de fonctionnement de la structure évoluant dans le temps : elles ne servent qu'à garantir une marge vis-à-vis du dépassement des états limites de service (sauf vis-à-vis des situations accidentnelles).

L'application numérique des principes relatifs aux degrés de fiabilité diffère selon le mode de construction (ponts en béton, ponts métalliques), selon le type d'ouvrage et, même, selon la partie d'ouvrage concernée.

### 3.4.2 Cas des ponts en béton

Qu'il s'agisse du recalcul ou de la justification du projet de réparation ou de renforcement d'un pont en béton, les calculs doivent se référer principalement aux **états limites de service**.

En général, pour les **ponts en béton précontraint**, des fissurations inacceptables se produiront longtemps avant qu'on mette les ouvrages en péril d'effondrement immédiat et c'est pour cette raison que l'on sera donc conduit à baser les calculs sur les états limites de service (essentiellement les états limites de décompression) ; d'ailleurs, des vérifications à l'état limite ultime avec des coefficients partiels réduits ne sont pas normalement déterminantes sauf risque de fatigue dans les câbles bien injectés traversant des fissures « actives ». D'autre part, il ne s'agit pas seulement d'apprécier les conditions de résistance à la flexion générale. Il faut aussi vérifier la résistance aux cisaillements combinés dus à l'effort tranchant, à la torsion s'il y a lieu, à la diffusion des efforts de précontrainte, auxquels se superposent les efforts de flexion transversale et de poussée au vide éventuelle des câbles. Lorsque toutes ces actions sont simultanées, on se rend bien compte qu'une référence à un état limite ultime de résistance serait parfaitement artificielle et que seule une étude physique fine de l'équilibre des différentes parties des sections ou des zones concernées (figure [20](#)), permet d'aboutir à un résultat satisfaisant.

Cependant, le risque de rupture brutale existe, par exemple dans des zones où l'effort tranchant est la sollicitation dominante et où la précontrainte peut avoir été affaiblie (par exemple par corrosion des aciers). Dans cet ordre d'idées, il convient de porter une attention particulière aux abouts de poutres lorsque l'on a des doutes sur la qualité de l'injection des câbles de précontrainte.

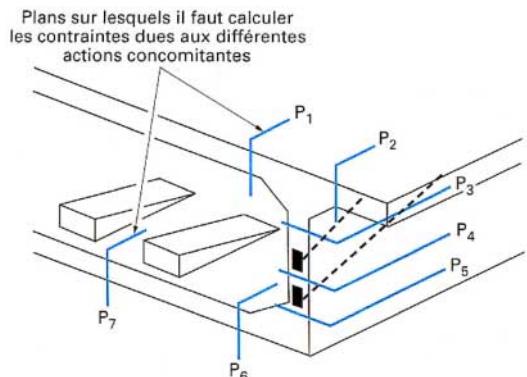


Figure 20 – Étude physique fine dans le cas des ponts en béton

Dans le cas des **ponts en béton armé**, les codes actuels accordent une place prépondérante aux états limites ultimes, de sorte qu'un abaissement des coefficients partiels peut avoir une influence. Mais, en réalité, les valeurs usuelles de ces coefficients garantissent une limitation de la fissuration. Si donc on les réduit, il convient de prendre en considération cet aspect des choses indépendamment du risque de rupture, ce qui veut dire qu'il faut, ici encore, se référer principalement aux états limites de service.

Les problèmes qui viennent d'être évoqués concernent également la vérification des dalles de couverture et il convient de rappeler que les dispositions constructives anciennes diffèrent de celles des codes de conception et de calcul actuels.

### 3.4.3 Cas des ponts métalliques ou en ossature mixte

Il existe quantité de ponts métalliques qui supportent aujourd'hui des charges dont l'intensité est nettement supérieure à celle prise en compte dans le calcul d'origine. Cette situation paradoxale, déjà mentionnée au paragraphe 1.1.2 à propos des ponts ferroviaires, est la conséquence de la prudence des codes anciens de charpente métallique, qui intégraient la dispersion des produits sidérurgiques en ne tolérant que des contraintes admissibles faibles et de celle des modèles de charges.

Mais si les éléments porteurs principaux (poutres, arcs, câbles de ponts suspendus) ont en général pu supporter sans dommage le trafic actuel, il n'en va pas de même pour les pièces secondaires (longerons, pièces de pont) qui sont dimensionnées par les charges locales : les essieux réels sont beaucoup plus lourds que les modèles des règlements de charges anciens ou actuels. La bonne tenue de nombreux longerons et pièces de pont s'explique d'une part par l'usage de méthodes de calcul simples mais conservatives, qui négligeaient des effets hyperstatiques favorables à la résistance (les longerons étaient assimilés à une suite de travées isostatiques appuyées sur les pièces de pont mais ils étaient physiquement continus de sorte que l'ensemble pièces de pont – longerons fonctionne comme un gril de poutres) et parfois grâce à des états d'équilibre secondaires (l'ensemble hourdis – pièces de pont ou hourdis – longerons fonctionnait souvent comme une structure mixte avec, pour seule connexion, le frottement du béton sur l'acier et les têtes de rivets).

Toutes ces constatations montrent, une fois de plus, qu'il serait vain d'évaluer la force portante d'un ouvrage ancien à partir de sa note de calcul d'origine.

Cela étant, la détermination de l'état probable de l'ouvrage est indispensable comme dans le cas des ponts en béton, mais les projets de réparation ou de renforcement se réfèrent plutôt aux **états limites ultimes de résistance**. En effet, la répartition des contraintes sous charges de service dans les sections droites d'une poutre est complexe (contraintes locales, traînage de cisaillement, etc.), tandis que l'évaluation du moment ultime en flexion desdites sections est relativement fiable puisque beaucoup de particularités de comportement disparaissent avec la plastification généralisée de l'acier. C'est pourquoi les états limites ultimes sont beaucoup moins conventionnels pour les sections de ponts métalliques ou en ossature mixte que pour les sections de ponts en béton, et toute réduction des coefficients partiels jouera à plein.

Pour ce qui concerne la fatigue, il est pratiquement impossible de calculer la marge de sécurité offerte par un ouvrage existant. De nombreuses études, consistant à déterminer un indice de fiabilité vis-à-vis du phénomène de fatigue, n'ont pas permis de conclure sur cette question puisque, quels que soient la complexité et le raffinement des calculs effectués, ils reposent toujours sur quelques hypothèses auxquelles les résultats sont très sensibles (précision des courbes de Wöhler, choix de la catégorie de détail, etc.).

## 3.5 Conduite du recalcul d'un pont en état pathologique

### 3.5.1 Évaluation de l'état de l'ouvrage « à vide »

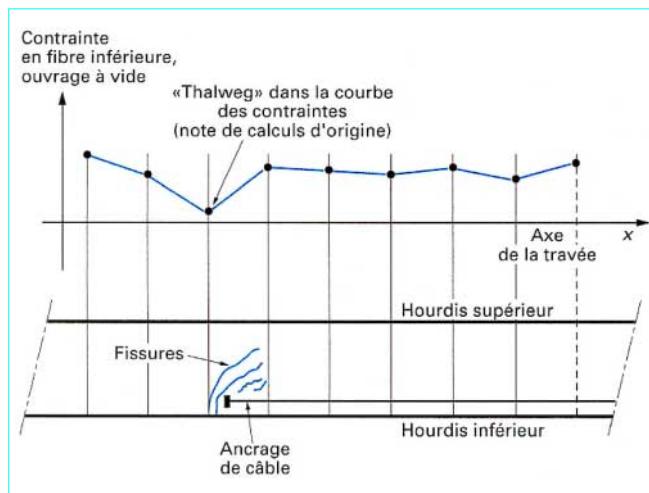
C'est le calcul de l'ouvrage « à vide » qui permet d'établir et de valider le modèle qui sera utilisé d'une part pour interpréter les désordres constatés et d'autre part pour établir le projet de réparation.

Évaluer l'état d'un ouvrage « à vide » consiste à en apprécier l'état de contrainte sous une combinaison de type « quasi permanente », c'est-à-dire comprenant :

- les charges permanentes, mais avec leur valeur moyenne (ou probable), si possible mesurée ;
- l'effort éventuel de précontrainte, également avec une valeur moyenne, estimée en tenant compte de ce qui a été dit au paragraphe 3.3.4 ;
- une action thermique dont on cale la valeur représentative en fonction d'une période de retour que l'on choisit en fonction de certains objectifs.

En ce qui concerne l'action thermique, il ne faut pas oublier que les méthodes de prise en compte par l'intermédiaire de gradients linéaires sont présentées comme des méthodes simplifiées pour les projets d'ouvrages neufs. De tels gradients ne peuvent donc fournir une description physique du phénomène réel. Cela étant, l'Eurocode ENV1991-2.5 fournit des diagrammes non linéaires de répartition de la température entre les fibres extrêmes des principaux types de tabliers de ponts pouvant servir de référence pour affiner l'approche par le calcul du comportement de l'ouvrage.

Il est clair que le calcul d'un pont sous combinaison de type quasi permanente doit permettre de retrouver le comportement réel de la structure et les résultats des mesures effectuées (par exemple, les réactions d'appui calculées doivent être voisines de celles mesurées, les zones où les calculs montrent de fortes tractions dans le béton doivent correspondre aux zones fissurées, les déformations calculées doivent être du même ordre de grandeur que celles mesurées, etc.) (figure 21). Si ce n'est pas le cas, l'expertise est à reprendre car toute réparation ou tout renforcement effectués dans



**Figure 21 – Les fissures apparaissent là où la note de calculs montre une section plus « faible »**

un tel contexte peuvent être voués à l'échec et de nouveaux désordres ne tarderaient pas à se manifester !

Il convient, bien entendu, de tenir compte :

- de la cinématique et du calendrier exacts de la construction, ainsi que de tout ce qui a pu introduire des efforts parasites dans la structure (dans la mesure où l'on peut identifier les actions ou les circonstances qui leur ont donné naissance) ;
- du résultat des investigations sur l'ouvrage (métré des superstructures, résistance du béton, etc.) ;
- des lois les plus représentatives du comportement des matériaux, en particulier celles qui régissent le flUAGE et le retrait du béton [7], la relaxation des armatures tout en tenant compte, évidemment, des dispositions adoptées à l'époque de la construction (par exemple nuance des aciers utilisés et tension initiale des armatures de précontrainte).

Dans les ouvrages en béton précontraint, l'introduction de fourchettes de précontrainte se justifie si l'on a des doutes sérieux et objectifs sur l'intégrité des armatures de précontrainte, ou si un recalcul basé sur une valeur probable de l'effort de précontrainte ne permet pas d'expliquer le fonctionnement constaté de la structure de manière satisfaisante. De toute façon, l'expérience montre que, même lorsqu'un ouvrage semble satisfaire aux prescriptions

réglementaires les plus récentes, le faible taux de ferraillage des sections de certains ouvrages anciens ne permet pas, en général, de reprendre les efforts de traction qui se développent (*a fortiori* lorsque viennent s'ajouter des efforts locaux d'entraînement) et donc d'assurer, dans certains cas, la sécurité de la structure vis-à-vis d'une rupture fragile !

### 3.5.2 Calcul de l'ouvrage sous charges d'exploitation

Après avoir calé le modèle de l'ouvrage par un calcul sous combinaison de type quasi permanente, il est nécessaire de procéder à un calcul tenant compte des charges d'exploitation. Son objectif est :

- d'affiner le diagnostic et d'aboutir à une interprétation sûre et quantifiée des désordres constatés ;
- d'estimer la capacité portante avant l'établissement de tout projet de réparation.

Rappelons au préalable que les codes définissant les charges d'exploitation applicables aux ponts ne représentent pas des charges réelles : ce sont des modèles, assortis de valeurs numériques, destinés à envelopper, dans certaines conditions, les effets des charges réelles.

Une appréciation réaliste du comportement réel d'un ouvrage doit envisager successivement les combinaisons d'actions fréquente et caractéristique, correspondant à deux niveaux distincts de sollicitation de la structure. Selon que les désordres observés peuvent être interprétés à l'un ou l'autre de ces niveaux, on pourra apprécier le degré d'endommagement de l'ouvrage.

L'interprétation des calculs doit être l'objet d'une réflexion approfondie. Deux cas peuvent se présenter :

- a) le calcul permet d'interpréter les désordres constatés sur l'ouvrage : il est alors possible de lancer les études relatives au projet de réparation dans le but de rendre l'ouvrage apte à assurer le niveau de service initialement prévu ou, si l'opération est trop coûteuse, de réparer au mieux les désordres en limitant le poids des véhicules autorisés à l'emprunter ;

- b) les désordres constatés ne sont pas explicables par le modèle de calcul choisi : il convient de recourir à un modèle plus fin tant pour les actions que pour la structure proprement dite, par exemple un modèle numérique (calcul aux éléments finis de la partie endommagée). Dans de nombreux cas, il y aura intérêt à compléter les calculs par des mesures *in situ* à l'aide des méthodes décrites au paragraphe 2. Certains désordres pouvant être dus à des erreurs de construction ou d'exploitation, il convient de rechercher tous les témoignages sur les conditions d'exécution.

# Pathologie et évaluation des ponts existants

par **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées  
Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées  
et au Centre des hautes études de la construction  
Chef de la mission Recherche et réglementation  
du SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes)*

et **Roger LACROIX**

*Ancien élève de l'École polytechnique  
Ingénieur des Ponts et Chaussées  
Professeur honoraire à l'École nationale des ponts et chaussées  
Président d'honneur de la Fédération internationale de la précontrainte  
Expert consultant*

## Bibliographie

### Références

- [1] CALGARO (J.A.) et LACROIX (R.) et coll. – *Maintenance et réparation des ponts*. Presses de l'École des ponts et chaussées (1997).
- [2] GODART (B.) et LE ROUX (A.). – *Alcali-réaction dans le béton : mécanisme, pathologie et prévention*. C 2252, traité Construction (1995).
- [3] MAYÈRE (J.). – *Pathologie des structures métalliques*. C 2690, traité Construction (1992).
- [4] PERCHAT (J.). – *Béton armé : Règles BAEI. Pathologie et réparation des ouvrages*. C 2317, traité Construction (1998).
- [5] MAMILLAN (M.). – *Restauration des bâtiments en béton armé*. C 2350, traité Construction (1994).
- [6] BOUILLETTE (J.P.). – *Protection des constructions en acier contre la corrosion*. C 2505, traité Construction (1983).
- [7] CHAUSSIN (R.). – *Béton précontraint*. C 2360, traité Construction (1992).
- [8] DUCOUT (J.P.). – *Ponts métalliques. Applications spécifiques*. C 2676, traité Construction (1997).
- [9] DUCOUT (J.P.). – *Ponts métalliques. Conception générale*. C 2675, traité Construction (1997).

### Ouvrages à consulter

- CALGARO (J.A.). – *Introduction aux Eurocodes. Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses des Ponts et Chaussées (1996).
- DAS (P.C.). – *Safety of bridges*. Thomas Telford (1997).
- PRAT (M.) et JACOB (B.). – *Effets des charges locales sur les ponts routiers*. Annales des Ponts et Chaussées – 3<sup>e</sup> trim. (1992).
- CALGARO (J.A.). – *Chocs de bateaux contre les piles des ponts*. Annales des Ponts et Chaussées n° 59 (3<sup>e</sup> trimestre 1991) et n° 60 (4<sup>e</sup> trimestre 1991).
- Durable concrete structures*. – Bulletin n° 183 du CEB, mai 1992.

- DARPAS (G.). – *Comportement et amélioration de la qualité des ponts en béton*. Cahiers de l'AFB n° spécial 90 bis (1977).
- Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*. – SETRA, sept. 1995.
- Ponts métalliques et mixtes – Résistance à la fatigue – Guide de conception et de justifications*. – SETRA – CTICM – SNCF, mai 1996.
- Bridge evaluation, repair and rehabilitation*. – Edited by Andrzej S. Nowak and Elie Absi – Actes du 1<sup>er</sup> colloque euro-américain. CEBTP, 22 / 25 juin 1987.
- Défauts apparents des ouvrages d'art en béton*. – Ministère de l'Équipement. SETRA-LCPC (1975).
- La durabilité des bétons*. Collection de l'ATHIL sous la direction de J. Baron et J.P. Ollivier, 17/24, 456 p., Presses de l'ENPC (1992).
- WOOD (J.). – *Désordres provoqués par la réaction alcali-granulats dans les ouvrages en béton armé*. Annales de l'ITBTP, n° 469, nov. 1988.
- ACKER (P.). – *Retraits et fissurations du béton*. Documents scientifiques et techniques de l'Association française pour la Construction, sept. 1992.
- PROST (J.). – *Mécanisme de la dégradation des bétons soumis à l'action des cycles gel/dégel et aux sels de déverglaçage – Analyse sommaire des différents essais gel/dégel – Étude bibliographique*. Groupe de travail Rhône-Alpes sur la durabilité des bétons soumis à l'action du gel, CETE de Lyon.
- de VINZELLES (Y.) et LAVAL (Ch.). – *Entretien, réparation et renforcement des ouvrages en béton – Protection contre la corrosion des armatures du béton armé et du béton précontraint*. Annales de l'ITBTP, n° 524, (Béton 310) p. 33-43, juin 1994.
- LACHAUD (R.) et SALOMON (M.). – *Les altérations du béton*. Annales de l'ITBTP, n° 428 (Béton 224) p. 21-63, oct. 1984.
- WOOD (J.). – *Désordres provoqués par la réaction alcali-granulats dans les ouvrages en béton armé*. Annales ITBTP, n° 469, p. 85-99, nov. 1988.
- LEROUX (A.). – *Méthodes pétrographiques d'étude d'alcali-réaction*. LCPC, janv. 1991.
- SALOMON (M.) et GALLIAS (J.L.). – *Rapid test method for evaluating potential alkali reactivity of aggregates by autoclaving*. 9<sup>e</sup> conférence internationale sur l'alcali-réaction dans les bétons. Londres, juil. 1992.
- SALOMON (M.), GALLIAS (J.L.), CAUDE (J.) et GUEDON (J.S.). – *Recherches CEBTP-LCPC sur l'alcali-réaction. Techniques et mesures*. Annales ITBTP, n° 512, mars-avril 1993.
- SALOMON (M.) et PANETIER (J.L.). – *Quantification du degré d'avancement de l'alcali-réaction dans les bétons et de la microfissuration*. CANMET/ACI Nice, mai 1994.
- Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction*. Éditées par le LCPC, juin 1994.
- Prévention des désordres dus à l'alcali-réaction – Guide pour la rédaction des pièces écrites des marchés SETRA* (1996).
- SELLIER (A.), BOURNAZEL (J.P.) et MEBARKI (A.). – *Une modélisation de la réaction alcali-granulats intégrant une description des phénomènes aléatoires locaux-Materials and structures*. (1995).
- Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art*. Deuxième partie - Fascicule 34 : *Ponts suspendus et ponts à haubans*.
- BREVET (P.). – *Frottements en petits débattements – Fatigue et usure induites par ce phénomène* – Bulletin de liaison des LPC, n° 165.
- ROBERT (J.L.), BRUHAT (D.) et GERVAIS (J.P.). – *Mesure de la tension des câbles par méthode vibratoire*. Bulletin de liaison LPC n° 173.
- GOURMELON (J.P.) et ROBERT (J.L.). – *Méthodologie d'auscultation et de surveillance des câbles de ponts suspendus*. Bulletin de Liaison LPC n° 139.
- ROBERT (J.L.), BRUHAT (D.), GERVAIS (J.P.), LALOUX (R.), RUMIANO (N.) et DESMAS (M.). – *Surveillance acoustique des câbles – Approche théorique – Appareillage*. Bulletin de Liaison des LPC n° 169.

*Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion.* Fascicule n° 56 du Cahier des clauses techniques générales.

SAUL (R.) et SVENSSON (H.S.). – *On the corrosion protection of stay cables.* Stahlbau, n° 59 (1990).

OCDE Groupe de recherche routière. – *Surveillance des ouvrages d'art,* juil. 1976.

OCDE Recherche en matière de routes et de transports routiers. – *Réparer les infrastructures des ouvrages d'art,* juill. 1995.

*Appareils d'appui en caoutchouc.* Bibliothèque scientifique et technique de l'AFPC (1994).

*Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art.* Ministère de l'Équipement. Direction des Routes, 19 oct. 1979.

*2<sup>e</sup> partie de l'instruction technique : Fascicule 21 Équipements des ouvrages d'art,* dec. 1983.

CHABERT (A.) et AMBROSINO (R.). – *Comportement des joints de chaussée.* 3rd World congress on joint sealing and bearing systems for concrete structures - Toronto, 27-31 oct. 1991.

## Normalisation

XP ENV 1991-2-1 oct. 1997 Eurocode 1 : bases de calcul et actions sur les structures et document d'application national.  
Partie 2-1 : actions sur les structures.  
Poids volumique, poids propres et charges d'exploitation. Indice de classement : P06-102-1.

ENV 1991-3  
ASTM C 876-91

Eurocode 1 :  
Partie 3 : charges sur les ponts dues au trafic.  
Test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.