

Tunnel sous la Manche : incendie du 11 septembre 2008

Diagnostic des dommages du Génie Civil



Arnaud DELGA
Setec Tpi



Michel LEVY
Setec Tpi



Fabrice DUCROCCQ
Eurotunnel



Christian HUCHON
Eurotunnel

Résumé

Le diagnostic du génie civil du Tunnel sous la Manche après l'incendie du 11/09/2008 a dû être fait dans de très courts délais.

Le revêtement a perdu une grande partie de son épaisseur initiale de 40 cm dans les zones les moins armées, par suite de l'écaillage du béton.

Le béton resté en place a gardé ses propriétés mécaniques, sauf sur une épaisseur de 2 à 6 cm qui a été retirée par hydro-décapage.

Les essais chimiques ainsi que les examens par rayons X ou au microscope à balayage, de morceaux de béton tombés à terre, montrent que l'écaillage se produit dès que la température des « écailles » atteint 400 à 600 °.

On attire l'attention sur les précautions à prendre pour réaliser les essais mécaniques sur du béton ou de la craie.

Principaux intervenants

- Maître d'ouvrage : **Eurotunnel**
- Maître d'œuvre : **Setec TPI**
(avec le concours de Terrasol et les conseils de M. Durville, IGPC, Président du Comité de Sécurité)
- Pour le béton :
 - **LCPC** (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)
 - **CETE de Lille**
 - **LERM d'Arles**
 - **CEBTP-SOLEN** de Béthune devenu **GINGER-CEBTP** en 2009
- Pour la craie :
 - **Laboratoire de Fontainebleau de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris ; Centre de Géosciences**
 - **CETE de Lyon** avec le conseil de M. Durville IGPC
 - **CETE de Lille**
 - **CEBTP-SOLEN**
- Pour l'acier : **CETIM de Senlis**
- Mesures de contraintes du béton in situ : **ENOMFRA**

1 - Introduction

Le 11 septembre 2008, le feu prenait sur un poids lourd transporté par une navette venant d'Angleterre en circulant dans le tunnel Nord. Conformément aux procédures arrêtées à la suite de l'incendie de 1996, la navette faisait un arrêt contrôlé, à 11 km environ de la sortie française, de façon à arrêter la voiture de tête de transport des chauffeurs, au droit d'un rameau de passage vers le tunnel de service, pour mettre en sécurité, au plus vite, ces derniers. Le feu s'est propagé à tous les poids lourds situés à bord de la navette.

Par comparaison, au cours de l'incendie de 1996, une partie, seulement, des poids lourds avait brûlé. On pouvait donc s'attendre, cette fois, à des dégâts plus importants. L'incendie a duré une vingtaine d'heures, avant que les moyens d'extinction ne parviennent à éteindre le feu ; il n'a été possible de visiter la zone incendiée du tunnel que le

14 septembre, après que la température de l'air ainsi que son taux de CO (oxyde de carbone) aient suffisamment baissé.

Les opérations de diagnostic des dommages, notamment ceux du génie civil (qui se sont produits, pour l'essentiel, dans la zone où la navette était arrêtée), ont alors pu démarrer, dès que les nécessités de l'enquête judiciaire l'ont permis et au fur et à mesure des travaux de déblaiement des décombres.

Les travaux de réparation réalisés par Eurotunnel suite à l'incendie de 2008 ont été décrits en détail dans un article récent (Ch. MAQUAIRE, P. ZANKER, B. PETIT, V. MAUVISSEAU, M. KAHAN – Réparation en moins de quatre mois du tunnel sous la Manche après l'incendie de 2008 – TOS, n° 214, juillet 2009). De même, on trouvera des informations sur le diagnostic et la réparation des dégâts de l'incendie de 1996 dans l'article de PL. VEYRON et al. : Le comportement du béton dans les incendies de tunnels (cf. TOS, n° 203, sept. 2007).

2 - Aspect général de la zone incendiée

2.1 - Localisation de l'incendie

L'incendie s'est produit dans une zone où le niveau de la voie ferrée est à près de 100 m sous le niveau de la mer, où le tunnel a une couverture en calotte de 60 m (constituée de craie), et où plusieurs failles, dans la craie bleue, avaient amené, au cours de la construction, des venues d'eau importantes dans le tunnelier (jusqu'à 45 l/s). La longueur totale de génie civil endommagé étant de l'ordre de 760 m, on trouve, sur une longueur de 200 m, en plus des 3 tunnels parallèles (tunnel de service et tunnels ferroviaires Nord et Sud), 2 autres galeries parallèles aux tunnels et intercalées entre eux, utilisées pour la station de pompage W3 (albraques de secours et galeries des équipements Nord et Sud – fig. 1).

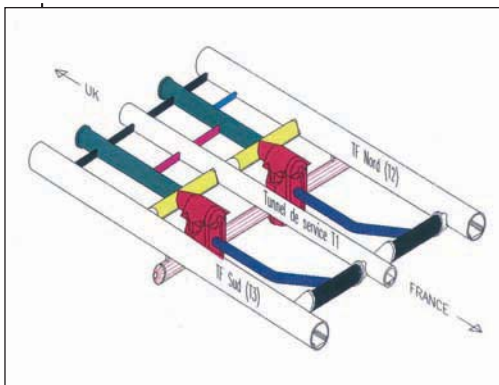


Fig 1 - Station de pompage W3.

2.2 - Aspect visuel

Les dommages apparents sont de même nature que ceux constatés en 1996 : perte d'épaisseur des voussoirs de soutènement, par écaillage du béton (fig. 2) ; les diminutions d'épaisseur sont plus accentuées qu'en 1996 et règnent sur une longueur du tunnel plus étendue (760 m au lieu de 500 m). Dans une zone particulièrement dégradée (une dizaine d'anneaux de 1,6 m de longueur chacun), l'épaisseur résiduelle moyenne de béton est de 5 à 10 cm à comparer avec les 40 cm d'origine ; localement, le béton a entièrement disparu ; on aperçoit même quelques cloches de moins de 1 m² de surface qui pénètrent dans la craie après disparition des 40 cm de béton armé et des 20 cm de mortier de bourrage (photo 1 prise après hydrodécapage du revêtement, montrant ces cloches).

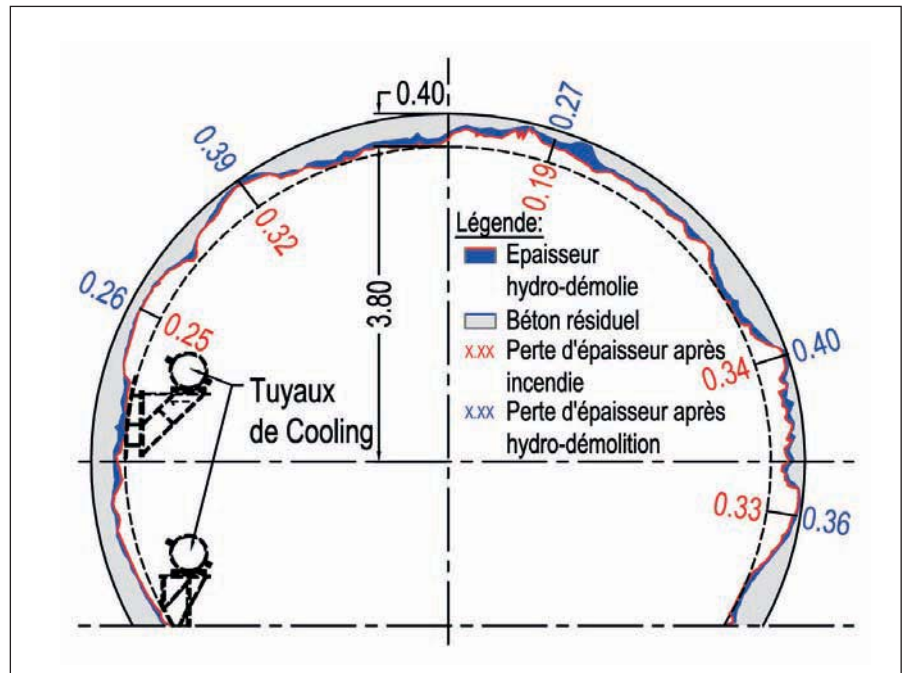


Fig. 2 - Exemple de coupe transversale du tunnel Nord après incendie.

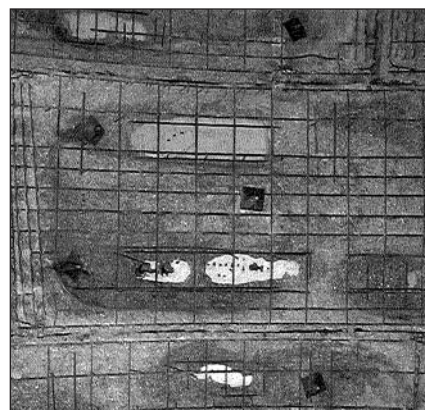


Photo 1 - Zones où l'on aperçoit le mortier de bourrage (gris peu granuleux) ou la craie (gris clair).



Photo 2 - Les pertes d'épaisseur du revêtement varient avec la densité des armatures.

Quelques venues d'eau apparaissent dans des joints entre anneaux de revêtement où le joint d'étanchéité en néoprène, entre voussoirs, a dû fondre. Le débit cumulé des venues d'eau sur la longueur endommagée du tunnel Nord, est inférieur à 1 l/s (il augmentera jusqu'à 2 à 3 l/s après réalisation de forages pour les boulons de sécurité et pour les drains définitifs, dans cette zone). Comme en 1996, on constate que, dans les zones à forte densité d'armatures (zones de frettage près des joints de voussoirs, zone centrale des voussoirs), la perte d'épaisseur du revêtement est bien moindre que dans les zones peu ferrallées (photo 2).

Heureusement, aucun effondrement de revêtement ne s'est produit, même dans la zone la plus dégradée. Le mortier de bourrage de forte épaisseur (20 cm) et de qualité très convenable (10 à 30 MPa de résistance à la compression) a sûrement joué un rôle favorable, dans cette situation. Comme en 1996, on constate que les parties de revêtement les plus attaquées sont situées dans les zones des camions dont le chargement présentait la plus grande capacité calorifique ; le maintien d'une ventilation longitudinale soufflant vers l'arrière du train, pendant l'incendie, n'a pas beaucoup uniformisé les dommages, même si l'on

constate plus de dommages, en moyenne, dans la zone de la demi-navette arrière.

A l'extrémité arrière de la navette dont la longueur totale est de 800 m, les pertes d'épaisseur importantes s'arrêtent rapidement après le dernier poids lourd.

Dans les galeries de la station de pompage nord et, notamment, dans la galerie des équipements, de diamètre 4,8 m, qui est séparée du tunnel ferroviaire Nord par un merlon de 5 m d'épaisseur environ, on ne constate aucune dégradation significative du béton de revêtement (qui avait été coulé en place).

3 - Essais sur béton écaillé

Des morceaux de béton tombés à terre, par suite de l'écaillage en cours d'incendie, ont été prélevés, avant déblaiement des décombres, en vue de subir des essais destinés à déterminer la température maximale à laquelle ils avaient été portés au cours de l'incendie.

Par ailleurs, diverses rétro-analyses effectuées sur les équipements, ainsi que des mesures faites par les pompiers, estiment à 1000° la température régnant dans l'air au dessus des flammes, au plus fort de l'incendie.

Les écailles de béton ont, pour la plupart, une épaisseur de quelques mm et une dimension en plan centimétrique. Cependant, les plus gros morceaux de béton tombés à terre (5 à 10 cm dans les 3 directions) ont été analysés par le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, M. Pavoine).

Pour déterminer des seuils de température permettant d'apprécier la température atteinte par chaque échantillon de béton, le LCPC a fait appel à plusieurs techniques, étalonnées sur des échantillons de béton prélevés dans le revêtement du tunnel, en dehors de la zone de l'incendie, qu'il a portés, en laboratoire, à des températures variant, par pas de 100°, entre 100° et 1000° :

- mesure de la teneur en eau liée du béton, de la teneur en eau de la portlandite et de la teneur en CO² de la dolomite et de la calcite,
- détermination par diffractométrie des rayons X (DRX), de la température de décomposition de l'ettringite, des carbo-aluminates, de la portlandite, de la dolomite et de la calcite,
- observation, par microscopie électronique à balayage, des fissures qui apparaissent, à diverses températures, dans la pâte de ciment,

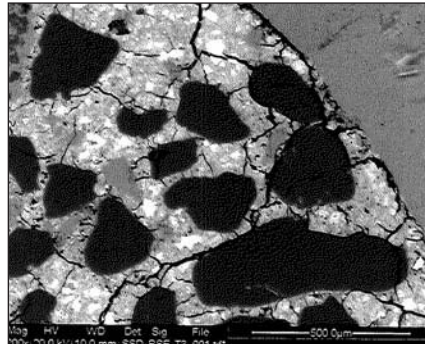


Photo 3 - Fissuration aux interfaces entre pâte de ciment et granulats à 300°C. Les grains de sable sont noirs. La pâte de ciment est claire.

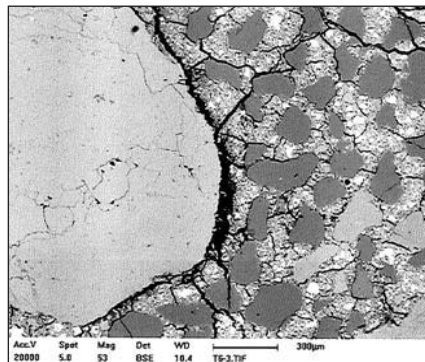


Photo 4 - Décohésion des zones de transition entre ciment et granulats à 600°C. La grosse tâche claire, à gauche est un grain de sable.

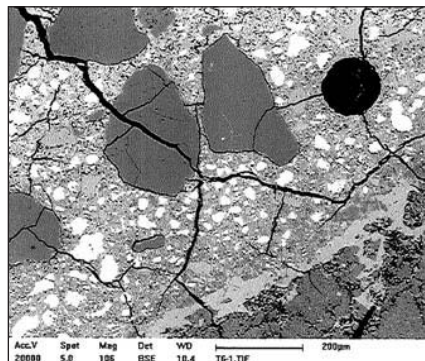


Photo 5 - Fissuration des granulats à 600°C. Les grandes tâches gris foncé sont des grains de sable fin.

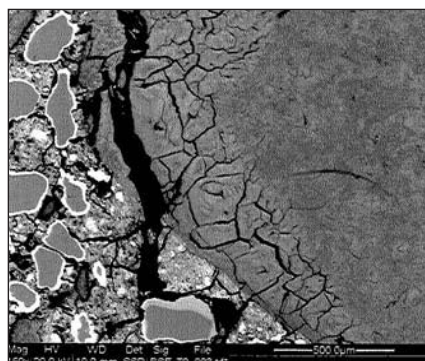


Photo 6 - Fissuration des grains de calcite du fait de la décarbonatation à 900°C. La moitié droite de la photo représente un grain de sable fissuré.

aux interfaces entre pâte de ciment et granulats et dans les granulats eux-mêmes ; observation d'une nouvelle phase silicatée qui apparaît vers 800°, en périphérie des granulats siliceux ; à 900°, fissuration des grains de calcite du fait de la décarbonatation (photos 3, 4, 5 et 6),

- mesure par analyse chimique, de la silice et de l'alumine qu'on arrive à dissoudre par l'acide nitrique et dont la quantité augmente au-delà de 600°.

En analysant 6 échantillons prélevés dans les décombres tombés à terre dans la zone de l'incendie, à l'aide de ces diverses techniques, le LCPC conclut que 3 d'entre eux n'ont pas dépassé 600°, 1 n'a pas dépassé 500° et 2 n'ont pas dépassé 400°. Ces résultats confirment que l'écaillage du béton se produit assez rapidement, couche par couche, avant que la couche exposée aux flammes n'ait eu le temps d'atteindre une température très élevée. Pour trouver des morceaux de béton ayant atteint des températures plus élevées il faudrait, peut être, les prélever dans les zones d'armatures denses qui ont retenu les écailles de béton ; malheureusement les techniques utilisées par le LCPC ne peuvent s'appliquer à des éléments de petite dimension qui ont été fortement arrosés pendant l'incendie, car l'eau d'arrosage peut modifier la structure et la nature des cristaux formés au cours de l'incendie.

4 - Essais sur le béton resté en place

Pour dimensionner correctement et justifier le projet de réparation, il était nécessaire de caractériser le béton resté en place et plus particulièrement :

- épaisseur endommagée à retirer, par hydro-décapsulation, avant d'appliquer le béton projeté armé de réparation,
- caractéristiques mécaniques du béton resté en place et réutilisé dans le revêtement réparé : résistances à la compression et à la traction, module d'Young.

Sachant que le diagnostic des dommages, le projet d'exécution et les travaux de réparation devaient être réalisés dans le délai le plus court possible, pour minimiser les pertes d'exploitation d'Eurotunnel, il a été nécessaire de faire appel à plusieurs laboratoires et de réaliser beaucoup d'essais simultanément.

Les principaux laboratoires ayant réalisé les essais de diagnostic du béton sont : le CETE de Lille, CEBTP-SOLEN de Béthune et le LERM d'Arles.

4.1 - Epaisseur endommagée

Elle a été déterminée par les techniques suivantes :

- vitesse du son, par transparence sur carottes, avec des mesures tous les cm, en partant de l'extrémité de la carotte située côté intrados du tunnel,
- mesure du module dynamique par essai grindo-sonic : mise en résonance de disques de béton de 1 cm d'épaisseur, sciés dans les carottes, perpendiculairement à leur axe.
- examen des cristaux et de la microfissuration, au microscope à balayage, sur lames minces longitudinales découpées dans les carottes, parallèlement à leur axe.

Comme en 1996, les essais ont démontré que l'épaisseur de béton endommagé était de l'ordre de 2 à 6 cm. On trouve, parfois, des fissures isolées parallèles à l'intrados, jusqu'à 10 cm de ce dernier ; ces fissures résultent du gradient thermique entre l'intrados et les couches plus profondes, mais, au total, le béton resté en place est peu fissuré. Le robot d'hydro-décapage qui projette de l'eau à la pression de 100 MPa, avec un débit pouvant atteindre 200 l/min dans la buse, a eu son débit réglé pour retirer le béton dont la résistance était inférieure à 55 MPa (contrôle de résultat au scléromètre).

4.2 - Caractéristiques mécaniques

Au-delà de l'épaisseur endommagée, les caractéristiques mécaniques du béton résiduel ne sont pratiquement pas affectées par l'incendie.

Il faut dire que ce béton, sans fumée de silice ni filler, à base d'agrégats calcaires concassés (avec un peu de sable roulé), qui avait, à 28 jours, une résistance à la compression moyenne de l'ordre de 60 à 65 MPa sur carottes prélevées dans les voussoirs, au moment de leur préfabrication en 1988-90, a atteint 80 à 100 MPa en 1996, à l'époque du premier incendie.

Rappelons sa composition, pour 1 m³ de béton : 400 kg de ciment CPA55 prise mer de Dannes ou de Lumbres, 475 kg de sable LS concassé calcaire de Marquise, 250 kg de sable roulé siliceux de l'Oise, 1 250 kg de calcaire concassé 5/12.5 mm de Marquise, un fluidifiant (7 kg de SIKA HR 401 ou 5.5 kg de Chryso Durciplast), 128 l d'eau (E/C = 0.32).

On retrouve cette valeur moyenne de 90 MPa sur les prélèvements faits dans la zone incendiée en 2008 ; on a retenu une valeur de 81 MPa pour la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter qu'on n'obtient ces résultats élevés que sur des éprouvettes surfacées par rectifieuse ou procédé équivalent (lapidaire).

Les éprouvettes surfacées au soufre donnent une résistance moyenne de 60 MPa.

La résistance à la traction mesurée par essai brésilien est en moyenne de 7,4 MPa.

A noter, là encore, que les éprouvettes dont les génératrices sont trop irrégulières, du fait du carottage, donnent des résultats moindres.

Le module d'Young donne des valeurs de 46 à 50 GPa voire 52 GPa.

5 - Armatures en acier des voussoirs

Les armatures laissées en place et apparentes après écaillage du béton sont peu déformées ; il est intéressant de les réutiliser dans la structure réparée, surtout si l'on utilise le procédé d'hydro-décapage pour retirer l'épaisseur endommagée de béton en intrados ; en effet l'hydro-décapage déforme peu les armatures et l'on peut bénéficier de leur ancrage dans le béton, notamment pour ce qui concerne les étriers perpendiculaires à l'intrados qui solidarissent les nappes d'armatures d'intrados et d'extrados des voussoirs. Encore faut-il vérifier que leurs propriétés mécaniques n'ont pas été trop affectées par l'incendie. Des échantillons ont été examinés par le laboratoire du CETIM de Senlis qui a procédé aux essais suivants :

- examens métallographiques,
- analyses élémentaires par microsonde EDF,
- analyses chimiques,
- essais mécaniques : essais de traction ; essais de flexion par choc.

Comme en 1996 et comme sur d'autres tunnels que nous avons pu expertiser après incendie, on constate que les propriétés mécaniques des armatures sont peu affectées par l'incendie. Après refroidissement, les aciers ont retrouvé, à peu près, leurs propriétés initiales ; seule la présence d'agents corrosifs peut constituer un obstacle à leur réutilisation ; de ce point de vue, l'hydro-décapage du béton dégradé peut avoir un effet favorable, en décapant énergiquement la surface périphérique des armatures.

6 - Essais sur la craie

Dans cette zone, le tunnel est situé dans la craie bleue (plutôt la partie haute de la couche), dans un banc que l'on pourrait rapprocher du banc dénommé G, à l'époque de la construction.

Les carottes de 75 mm de diamètre réalisées par Eurotunnel ont permis de prélever des échantillons de béton ; elles ont été poursuivies, dans la craie, sur près de 1 m de longueur, de façon à connaître les propriétés mécaniques de la craie (module d'Young, résistance à la compression et à la traction, indice de fracturation RQD, vitesse du son sur éprouvette) le long de la zone incendiée.

Là encore, pour des raisons de disponibilité immédiate, plusieurs laboratoires sont intervenus et ont appliqué les procédures d'essais qu'ils étaient en mesure de mettre en œuvre à ce moment :

- CEBTP-SOLEN de Béthune : procédures des essais sur béton,
- CETE de Lille : procédures des essais routiers,
- Laboratoire de Fontainebleau de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris (Centre de Géosciences) : procédures des essais de mécanique des roches,
- Département de Mécanique des Roches du CETE de Lyon : procédures des essais de mécanique des roches.

L'indice de fracturation RQD était proche de 100 % pour toutes les carottes, c'est-à-dire qu'il n'y avait pratiquement pas de morceaux de carotte de longueur inférieure à 10 cm (en excluant les ruptures dues à l'opération de carottage et pas à une fissure pré-existante).

Les caractéristiques mécaniques retenues, pour les échantillons de craie de la zone ont été finalement :

- teneur en eau : 8,8 % (écart type 1,5)
- Rc = 13,5 MPa en moyenne (écart type 3,4)
- E = 3240 MPa en moyenne (écart type 978)

Le module d'Young instantané de la craie du massif, retenu dans les calculs, a été de 1 800 MPa.

Ces essais réalisés, dans l'urgence, avec des procédures variées, ont été poursuivis, avec plus de sérénité, avec de nouveaux échantillons, pendant que les travaux de réparation se poursuivaient. Ils ont permis de souligner l'importance des 2 phénomènes suivants :

- pour apprécier correctement le module d'Young à introduire (conventionnellement) dans les calculs aux éléments finis, il est recommandé de respecter la norme NFP 94-425 des essais de compression de mécanique des roches et de mesurer le module d'Young au chargement du 2^{ème} cycle

(c'est-à-dire après un premier cycle de chargement jusqu'à environ la moitié de la résistance estimée, suivi d'un déchargement jusqu'à 2/3 de la valeur maximale du chargement de ce premier cycle). Connaissant les résultats d'essais sur échantillon, il faut ensuite apprécier le module d'Young à l'échelle du massif, en tenant compte de la fracturation, de l'aspect des joints, de leur coefficient de frottement... etc.

- la craie de cette zone du tunnel est extrêmement sensible à la valeur de la teneur en eau et cette dernière varie très vite dès que l'échantillon n'est pas protégé par un emballage étanche. Le CETE de Lyon a ainsi déterminé que :
 - lorsque la teneur en eau passe de 1 % à 4 %, la résistance à la compression passe de 40 à 13 MPa et le module d'Young de 15 à 6 GPa (fig. 3),
 - une éprouvette de 75 mm de diamètre, de

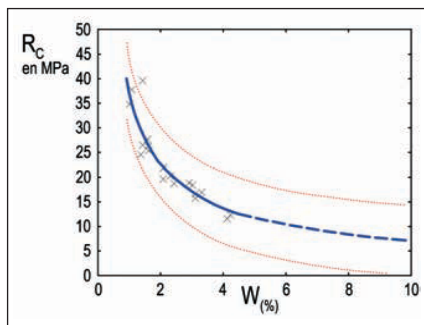


Fig. 3 - Variation du Rc de la craie avec w (teneur en eau) selon essais du CETE de Lyon.

1,5 kg, sortie de son emballage et laissée à l'air libre en laboratoire, perd 4 % de sa masse en 48 heures, c'est-à-dire que si sa teneur en eau initiale est de 8 %, elle passe à 3,7 % en 48 heures.

7 - Mesures de contraintes au vérin plat dans la station de pompage

La partie la plus endommagée du revêtement du tunnel ferroviaire Nord se trouvant au droit de la station de pompage, on pouvait craindre un accroissement des contraintes dans les revêtements de cette dernière ; on a vérifié, par essais au vérin plat, les contraintes dans le revêtement de la galerie de la station de pompage, la plus voisine du tunnel Nord. Les essais ont été réalisés par EN-OM-FRA. Sur les 9 sections testées, seules 2 ont donné des contraintes de 2 MPa, les autres ayant donné 1 MPa ou moins (fig. 4 et 5).

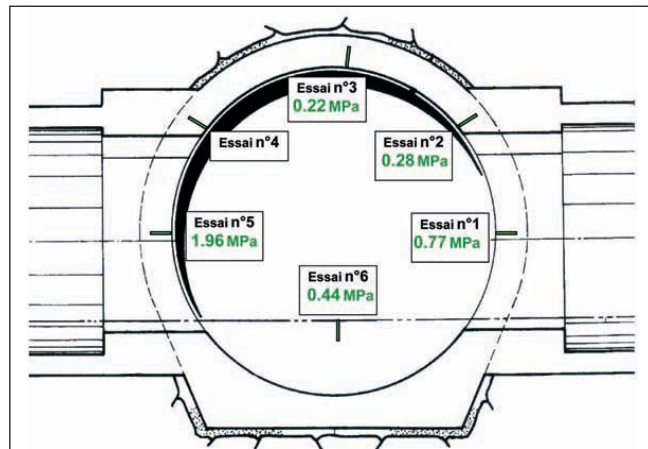


Fig. 4 - Mesure des contraintes au vérin plat dans la station de pompage (galerie des équipements Nord).

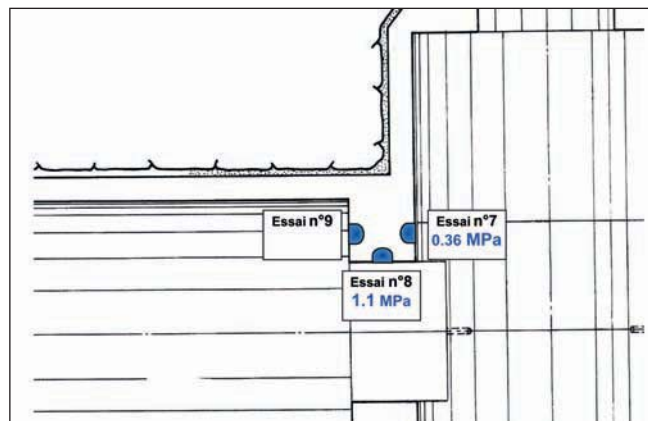


Fig. 5 - Mesure des contraintes au vérin plat (angle rameau avec galerie de W3).

Ces très faibles contraintes nous éclairent sur les raisons pour lesquelles aucune fissure nouvelle ou éclatement n'ont été constatés après l'incendie. Elles ne peuvent s'expliquer que par le fait que ce revêtement ne s'est pas mis en charge depuis la construction : ou bien l'excavation est stable par elle-même, ou bien le soutènement provisoire, constitué de béton projeté et de boulons Swellex, est toujours actif et suffisant pour éviter au revêtement définitif, coulé en place, de se mettre en charge, même après l'incendie.

A titre de comparaison, le revêtement définitif, de 45 cm d'épaisseur, de cette galerie quasi circulaire, de diamètre intérieur 4.8 m, aurait une contrainte moyenne de compression de $1.7 \text{ MPa} \times 2.85/0.45 = 11 \text{ MPa}$, s'il devait supporter le poids total de la couverture de sol et d'eau.

Dans le revêtement des tunnels, le même type de calcul donnerait une contrainte moyenne de compression de $1,7 \text{ MPa} \times 4,2/0,4 = 18 \text{ MPa}$; on mesure, à l'aide des cordes vibrantes installées depuis l'origine, des contraintes de compression de 8 à 12 MPa.

8 - Conclusion

Le fait que le tunnel ait pu subir en 2008, sans effondrement, des dommages de l'ampleur décrite dans cet article, comme il l'avait fait pour ceux causés par l'incendie de 1996, démontre que sa structure a été conçue et réalisée avec une bonne marge de sécurité vis-à-vis des événements accidentels.

Il faut également remarquer que le diagnostic de l'état du génie civil du tunnel sous La Manche, après l'incendie du 11/09/2008 a été facilité par le fait que plusieurs des protagonistes (chez Eurotunnel, au Cete de Lille, et chez Setec TPI) avaient participé à la construction du tunnel, puis à sa réparation, après l'incendie de 1996. Cet article illustre cependant les difficultés rencontrées, malgré tout, dans la réalisation des différents essais, lorsque l'on est contraint par des délais courts. ♦

Channel tunnel: 11th of September 2008 fire

Civil works damage investigation



Arnaud DELGA
Setec TPI



Michel LEVY
Setec TPI



Fabrice DUCROCO
Eurotunnel



Christian HUCHON
Eurotunnel

Abstract

After the fire in the Channel Tunnel on September 11th 2008, the investigation tests of the damage on the lining had to be performed in a very short period of time.

Concrete segments of the lining had lost a large part of their initial thickness of 40 cm, due to spalling of the concrete, especially in areas with few steel reinforcements. The concrete remaining in place did not lose its mechanical properties, with the exception of 2 to 6 cm which were removed by hydro-demolition.

Laboratory tests by X-ray diffraction, electronic microscope investigation (SEM) and chemical tests showed that spalling occurs as soon as the concrete reaches a temperature of 400 to 600°.

Attention is drawn to the precautions to be taken for performing laboratory tests on concrete or chalk samples.

Main contributors

- Contracting authority: **Eurotunnel**
- Prime contractor: **Setec TPI**
(with the help of Terrasol and the advice of Mr. J.L. Durville IGPC Safety Authority Chairman)
- Concrete testing:
 - **LCPC**
 - **CETE de Lille**
 - **LERM d'Arles**
 - **CEBTP-SOLEN de Béthune now GINGER-CEBTP**
- Chalk testing:
 - **Laboratoire de Fontainebleau de l'ENSMP: Géosciences Center**
 - **Cete de Lyon** under the supervision of Mr. J.L. Durville IGPC
 - **CETE de Lille**
 - **CEBTP-SOLEN**
- Steel testing: **CETIM de Senlis**
- In situ concrete stress measurement: **ENOMFRA**

1 - Introduction

On the 11th of September 2008 a fire broke out on a HGV (Heavy Goods Vehicle) carried by a shuttle coming from the UK side through the North tunnel. In accordance with the procedures finalized after the 1996 fire, the shuttle stopped in the controlled mode at a distance of around 11 km from the portal on the French side; the first wagon of the shuttle carrying the HGV drivers was stopped in front of a cross passage in order to evacuate them to the service tunnel as quickly as possible. All the HGVs carried by this shuttle were destroyed by the fire. Compared to the 1996 fire, only some of the HGVs carried by the shuttle were destroyed by the fire. In 2008 we therefore expected more substantial damage to the tunnel. The fire lasted for around 20 hours before the fire-fighters succeeded in extinguishing it.

It was not possible to inspect the tunnel until 14th of September, when the air temperature and its CO content were sufficiently low.

Damage investigations, notably civil work damage investigations, were then able to start as soon as legal and police authorization was given, and the removal of rubble from the tunnel had started.

The repair work carried out by Eurotunnel after the 2008 fire is described in detail in a recent communication (Ch. MAQUAIRE, P. ZANKER, B. PETIT, V. MAUVISSEAU, M. KAHAN – Repairing, in less than 4 months, the Channel Tunnel after the 2008 fire – TOS, n° 214, July 2009).

In the same way, information may be found on investigation and repair of the damage caused by the 1996 fire in the communication by P.L. Veyron et al: Concrete behaviour in the presence of fire in tunnels (cf. TOS, n° 203 Sept. 2007).

2 - Overall appearance of the burnt section of the tunnel

2.1 - Location of the burnt section

The fire occurred in a section where the rail level is 100 m below sea level and where the tunnel ground cover is 60 m (mainly chalk). In this section, located in chalk marl, some faults were encountered during construction and in some places significant water inflow into the TBM occurred (up to 45 l/s).

The total length of tunnel where civil work damage was significant was 760 m. In this area, in addition to the 3 tubes (1 service tunnel + 2 running tunnels), we find along a length of 200 m, 2 additional parallel galleries forming part of pumping station W3, placed in between the 3 ordinary tubes (safety sumps and M-E equipment galleries – Fig 1 - Pumping station W3).

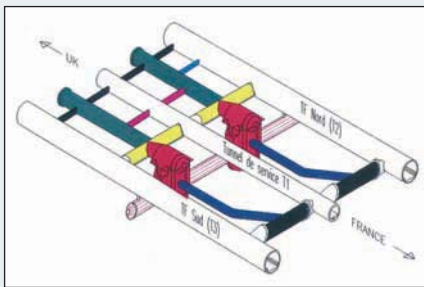


Fig. 1 - Pumping station W3

2.2 - Visual appearance

Lining damage looked similar to that seen in the 1996 fire: loss of concrete thickness from the pre-cast segments due to concrete spalling (Fig. 2 - Typical North tunnel cross-section after the fire); loss of thickness was greater than in 1996 and is visible along a longer length of tunnel (760 m compared to 500 m). In one particularly damaged area (10 consecutive rings each 1.6 m long) the average residual thickness of concrete was 5 to 10 cm, compared to the original thickness of 40 cm; in places, no concrete remained. We could even see small caverns covering an area of less than 1 m², where the chalk marl was visible after the disappearance of 40 cm of reinforced concrete and 20 cm of grouted mortar (Picture 1 taken after the removal of a few centimetres of damaged concrete lining by hydro-demolition, showing these caverns - Places where grouted mortar (even grey) or chalk (light grey) can be seen).

Some water inflow appeared in joints between segments or rings where rubber gaskets must have

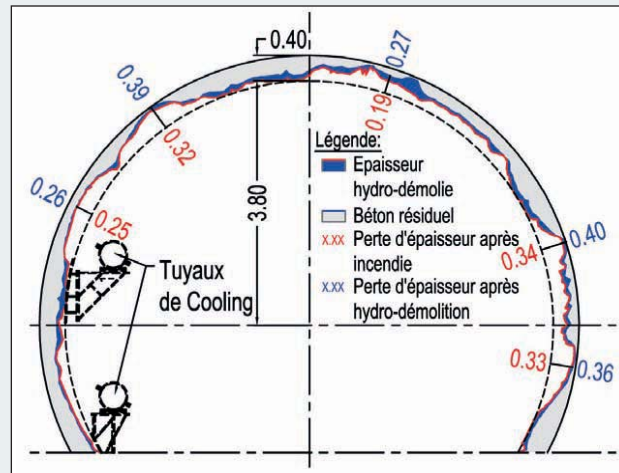
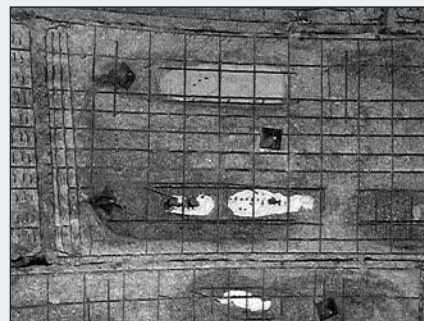


Fig. 2 - Typical tunnel North cross-section after fire



Picture 1 - Places where grouted mortar (even grey) or chalk (light grey) can be seen

melted. The total water inflow in the burnt tunnel section was around 11 l/s after the fire; it increased to 2 or 3 l/s after the drilling of boreholes for the installation of 3 m long safety bolts and definitive drainage boreholes.

As in the 1996 fire, we can see that the loss of concrete in lining areas including a high density of steel reinforcements (areas close to the joints between segments or areas in the central part of segments) is much lower than in lining areas including few steel reinforcements.



Picture 2 - Lining loss of thickness vary according to reinforcement density

Fortunately no lining collapse occurred, even in the most damaged zone. The mortar used to fill the gap between the prefabricated lining and the excavated rock, which was 0.20 m thick and of fairly good quality (compression strength between 10 and 30 MPa), certainly played a favourable role in avoiding any collapse.

As in the 1996 fire, the most damaged areas are located where the material carried by the HGVs had the highest calorific capacity. The longitudinal ventilation permanently pushing the air towards the rear part of the shuttle, during the fire, did not distribute the damage uniformly; nevertheless, the damage along the rear half of the shuttle appeared greater on average.

At the rear end of the shuttle, whose total length is 800 m, significant loss of concrete thickness ceased soon after the last HGV.

In the pumping station north galleries and particularly in the equipment gallery whose diameter is 4.8 m and whose thickness of chalk separating it from the burnt section of the North running tunnel is 5 m, no damage is visible in the lining which was poured in place at the time of construction.

3 - Laboratory tests on spalled concrete

Pieces of concrete that had fallen to the ground were collected and sampled before the clean-up of the tunnel was begun, in order to perform tests on them, to determine the highest temperature they had been subjected to during the fire.

According to various retro-analyses performed on equipment (cables, catenaries, etc.) and measurements taken by the fire-fighters during the fire, the

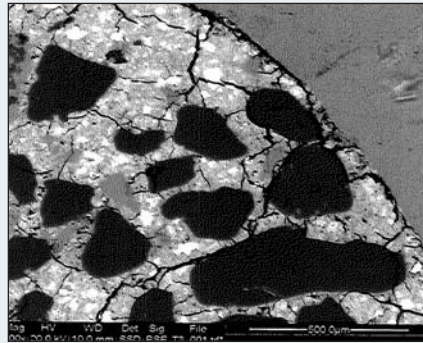
air temperature above the HGV's when they were burning, was estimated at 1,000° C at the highest. The size of concrete pieces on the ground was on average a few millimetres thick and a few centimetres in the 2 other directions (length and width). However the biggest pieces (5 to 10 cm in all 3 directions) were tested in the LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) by Dr Pavoiné.

In order to determine temperature thresholds allowing the estimation of the highest temperature reached by each sample, the LCPC used various methods. They started by testing samples of concrete taken from the lining outside the burnt area; they heated them to temperatures varying from 100° C to 1,000° C in steps of 100° C. The types of test were:

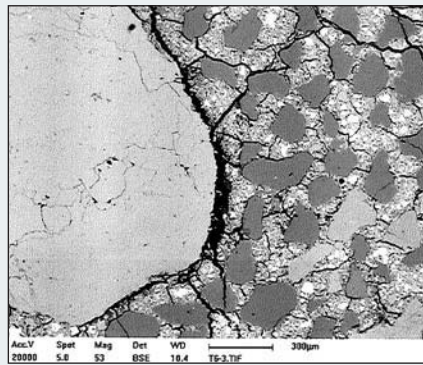
- measurement of water content linked to the concrete, water content of portlandite, CO₂ content of dolomite and calcite,
- determination by DRX (X-ray diffractometry) of temperature decomposition of ettringite, carboaluminates, portlandite, dolomite and calcite,
- observation by SEM (scanning electron microscopy) of cracks which appear at various temperatures, in cement paste, in the interfaces between cement paste and aggregates and in the aggregates themselves; observing a new sulphated phase which appears at 800° C; at 900° C cracking of calcite grains due to decarbonation (Pictures 3, 4, 5, 6),
- by chemical analysis, measuring the quantity of silica and alumina dissolved in nitric acid; this quantity increases at temperatures higher than 600°.

By analyzing six samples of burnt concrete taken from the rubble found on the ground, using the above methods, the LCPC concluded as follows: the temperature did not exceed 600° C for three of the samples, 500° C for one of the samples and 400° C for two of the samples. These results confirm that concrete spalling occurs rather quickly during a fire, layer after layer, before each layer exposed to the flames has enough time to reach a high temperature.

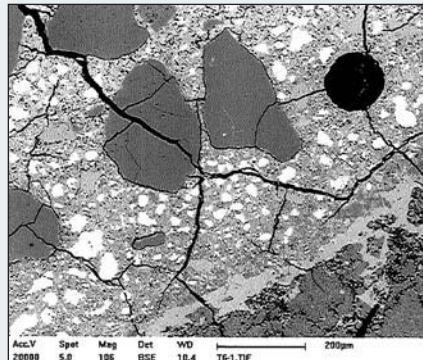
If we wanted to find pieces of concrete that had reached a higher temperature we should take samples from areas with a high density of steel reinforcements which have prevented the concrete from falling to the ground; unfortunately, the methods used by LCPC would not work with concrete samples



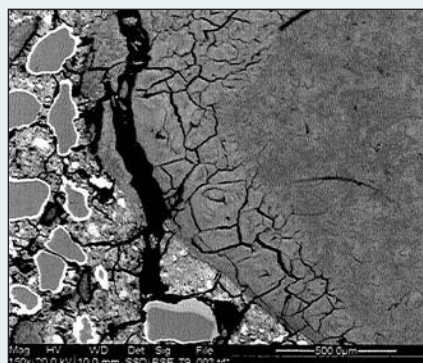
Picture 3 - Cracking at interfaces between cement paste and aggregates at 300° C. Fine sand grains are black; cement paste is light grey.



Picture 4 - Decohesion of transition zones between cement and aggregates at 600° C. The large grey stain on the left-hand side is a sand grain.



Picture 5 - Aggregate cracking at 600° C. The large dark grey stains are fine sand grains.



Picture 6 - Calcite grain cracking due to decarbonisation at 900° C. One cracked sand grain on the right-hand side of the photo.

highly watered by the fire-fighters during the fire ; on small concrete pieces the water could change the structure and the nature of crystals formed during the fire.

4 - Tests on the remaining concrete of the lining

In order to properly design and justify the repair design, it was necessary to measure the mechanical properties of the remaining concrete and especially:

- the thickness of the damaged layer to be removed by hydro-demolition before projecting the new reinforced shotcrete,
- the mechanical properties of the concrete remaining after the repair : compression and traction strength, Young modulus.

Like the damage investigation tests, the repair design and the works had to be performed as quickly as possible in order to minimize the loss to Eurotunnel's operations and income, so several laboratories were called to perform a number of tests simultaneously.

For the concrete tests, the laboratories were:

- CETE (Lille),
- CEBTP-SOLEN (Béthune),
- LERM (Arles).

4.1 - Damaged layer thickness of the remaining concrete

This was measured using the following methods:

- sound velocity measurements taken transversally from the cores, every centimetre, starting from the intrados side of the tunnel,
- dynamic Young modulus measured by the "grindosonic" test: disks of concrete, 1 cm thick, taken transversally from the cores are put in resonance,
- observation, by SEM, of concrete slices cut in the cores parallel to the core axis.

As in the 1996 fire, these tests showed that the damaged layer thickness is in the order of 2 to 6 cm. A few cracks parallel to the lining internal surface could be found at a distance of up to 10 cm from the internal surface; they are due to the thermal gradient. But broadly speaking there are few cracks in the remaining concrete.

The hydro-demolition robot which projects water at a 100 MPa pressure with flow up to 200l/min by jet had its jet adjusted in order to remove any concrete whose

compression strength was less than 55 MPa (the result was regularly checked by sclerometer tests).

4.2 - Mechanical properties

Apart from the limited damaged thickness, the mechanical properties of the remaining concrete have not been changed by the fire in virtually any way.

This concrete without silica fumes or filler, including mainly crushed sand and gravels (with a limited amount of rolled sand) had at 28 days an average compression strength in the order of 60-65 MPa measured on cores taken from the segments, at the time of prefabrication in 1988-1990.

In the 1996' fire the strength had reached 80 to 100 MPa.

We will now recall the design mix for 1 m³ of concrete:

- Cement CPA55 "salt water" from Dannes or Lumbres: 400 Kg,
- Rolled silica sand from Oise quarry: 250 Kg,
- Crushed limestone sand from Marquise quarry: 450 Kg,
- Crushed limestone gravel 5/12.5 mm from Marquise: 1,250 Kg,
- Fluidifying additive: 7 Kg SIKA HR 401 or 5.5 Kg Chryso Durciplast,
- Total water: 128 l/W/C = 0.32

In 2008, the average compression strength of cores taken from the burnt area was again 90 MPa. For the calculations, the characteristic strength taken into account was 81 MPa.

It should be noted that for finding such high results, the parallel faces of the samples should be prepared by mechanical means (using grinding machines). The average strength of samples whose faces are prepared with sulphur is only 60 MPa. Average traction strength measured by Brazilian test is 7.4 MPa. It should also be noted here that samples with an irregular lateral surface due to coring operations give lower results. The Young modulus is in the range of 46,000 to 50,000 MPa, sometimes even 52,000 MPa.

5 - Segment steel reinforcements

The reinforcements visible after concrete spalling do not show much loss of shape. It is interesting to re-use them in the repaired structure above all if the damaged concrete is removed by hydro-demolition

which does not modify the reinforcement shape. We could benefit from the anchorage of the reinforcements in the old concrete, especially for the transverse rebars connecting the upper and lower layer of segment reinforcements.

It is therefore necessary to check the mechanical properties of steel reinforcement.

Steel samples were tested by CETIM laboratory of Senlis which performed the following investigations:

- Metallographic examination,
- Analysis by micro-drill EDF,
- Chemical analysis,
- Mechanical tests: traction tests; bending shock tests.

As in the 1996 fire and as in other tunnels where we have had the opportunity to perform investigational tests after fires, we found that steel mechanical properties were almost unchanged after the fire; only the presence of corrosive agents might be an obstacle for re-using the initial reinforcement in the repaired structure; from this point of view the use of hydro-demolition for removing the damaged concrete might be helpful in cleaning the rebars and removing the corrosive agents from their surface.

6 - Tests on chalk marl

In the burnt area the North tunnel has been excavated in chalk marl (or rather the higher part of the chalk marl layer) in the so-called "G layer" at the time of construction.

The boreholes drilled by Eurotunnel in order to extract concrete cores 75 mm in diameter were extended into the mortar (20 cm thick) and into the chalk for a length of about 1 m into order to test chalk cores and to measure compression and traction strength, sound velocity and fracturation index RQD.

Once again, for reasons of time and availability several laboratories were in charge of performing tests on chalk. They used test procedures that were available to use at this point in time:

- CEBTP-SOLEN based in Béthune performed concrete tests on chalk samples,
- CETE based in Lille performed the road pavement tests on chalk samples,
- The Fontainebleau Laboratory of the Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris (Geosciences center) performed the rock mechanics tests,
- The rock mechanics department of CETE from in Lyon, also performed rock mechanics tests.

The RQD index was almost 100% for almost all cores, that means that in almost all cores there were no pieces less than 10 cm long (excluding cracks due to the coring operation).

The mechanical properties finally deduced from the laboratory tests were:

- Water content W: 8.8% (standard deviation 1.5),
- $R_c = 13.5$ MPa average (standard deviation 3.4),
- $E = 3.240$ MPa average (standard deviation 978).

The Short term Young modulus of the chalk massive taken into account in the finite element model was 1 800 MPa.

The first tests were performed as a matter of urgency; new tests were later performed with new samples while the repair work was in progress. These new tests emphasised the importance of 2 factors:

- In order to correctly estimate the Young modulus value to be introduced in the FEM calculations, it is recommended that the NFP 94-425 standard is followed for compression tests according to rock mechanics habit and the Young modulus is measured in the loading phase of the second cycle (i.e. after loading in the first cycle up to one half of the estimated compression strength, then unloading down to 2/3 of the loading value of the first cycle). After measuring the Young modulus value using laboratory tests, it is then necessary to modify this value to take into account the whole surrounding massive block behaviour, taking into account the massive fracturation, the quality (friction) of the joints along cracks, etc.
- The chalk from this section of the tunnel is extremely sensitive to the water content; this varies extremely quickly when the core is not protected by watertight layers. Lyon CETE found that:
 - When the water content varies from 1% to 4% compression strength varies from 40 MPa to 13 MPa and the Young modulus from 15,000 MPa down to 6,000 MPa (fig. 3),

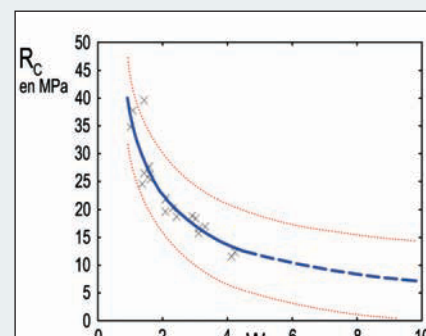


Fig. 3 - Variation of chalk R_c versus W (water content) according to laboratory tests by Lyon CETE.

- a core 75 mm in diameter, weighing 1.5 kg, when taken out of its package and left without protection in the laboratory for 48 hours, loses 4% of its initial weight, i.e. its water content falls from 8% to 3.7% in 48 hours.

7 - In situ concrete stress measurement with flat jack in pumping station W3 lining

The most damaged area of the North running tunnel is located in front of pumping station W3; an increase in stresses in the concrete lining of W3 galleries might be feared. These stresses have been checked by flat jack tests in slots sawed into the lining of the gallery closest to the tunnel (the northern M-E equipment gallery). The tests were performed by EN-OM-FRA. Nine slots were tested: on 2 of them the stresses were 2 MPa; on the 7 others stresses were less than 1 MPa (fig. 4 and fig. 5). These very low stresses explain why no damage or cracks were visible on this lining after the fire. The only explanations we could find for this situation are as follows:

- either the gallery is stable by itself and does not need support,
- or the temporary support made of bolts and shotcrete is still sufficient to ensure excavation stability; therefore the final lining made of concrete poured in place is not yet loaded even after the fire in the neighbouring tunnel.

To compare it with other figures, the final 45 cm thick lining of this quasi-circular gallery 4.8 m internal diameter would have had an average compression stress of $1.7 \text{ MPa} \times 2.85/0.45 = 11 \text{ MPa}$ if it had to support the weight of the total cover of chalk and water.

In the tunnel lining the same type of calculation would give an average compression stress of $1.7 \text{ MPa} \times 4.2/0.4 = 18 \text{ MPa}$; compression stresses of 8 to 12 MPa are measured using vibrating chords installed in the segments at the time of construction.

8 - Conclusion

As in the 1996 fire, the tunnel was able to withstand the significant level of damage to the lining described in the present article without suffering any collapse. This confirms that the civil work was designed with a large

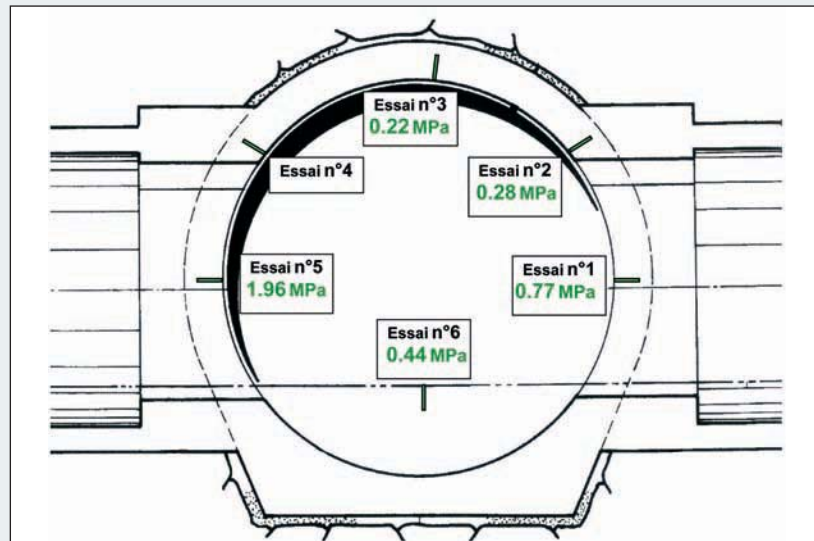


Fig. 4 - Stress measurement by flat jack in the pumping station W3: Fixed equipment North gallery.

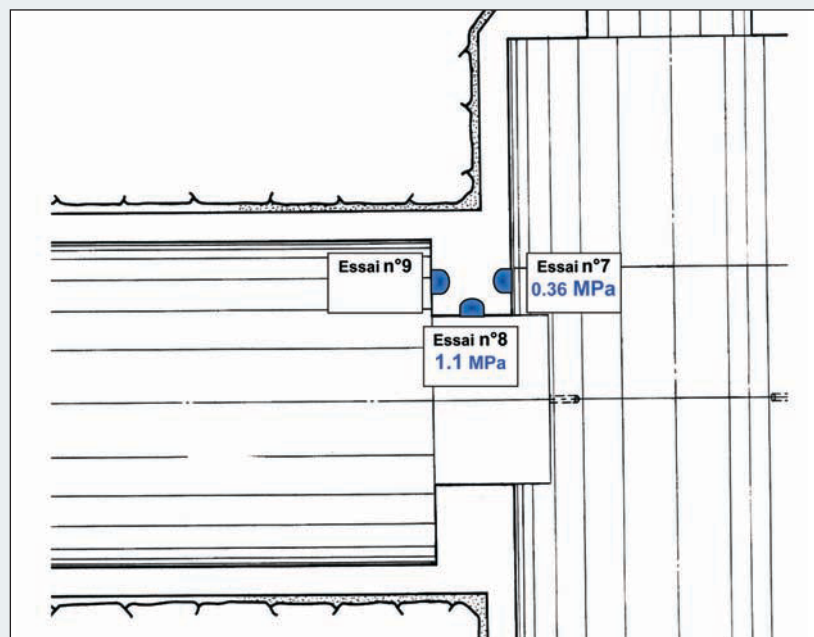


Fig. 5 - Stress measurement by flat jack in W3: corner between gallery and cross passage.

safety margin with regards to accidental loading.

It should also be noted that the civil work damage investigation after the 11th of September 2008 fire was made easier by the fact that many people in charge of it had been involved in the design and construction of the Channel Tunnel and in repairing it after the 1996 fire: people from Eurotunnel, CETE (Lille) and SETEC TPI. This article illustrates the difficulties overcome when performing tests which are limited by time. ♦