

Le pare-blocs structurellement dissipant : une structure à forte capacité de dissipation énergétique

par Fabien DELHOMME(1), Jean-Pierre MOUGIN(2), Amen AGBOSSOU(3), Pascal PERROTIN(4)

Ces ouvrages pare-blocs ont pour caractéristique principale d'autoriser un endommagement tolérable de la structure pour les sollicitations extrêmes de forte intensité mais de faible occurrence. Cette conception innovante permet la réduction des coûts de construction et un meilleur suivi de l'ouvrage.

1. Les chutes de blocs

1.1 Contexte et enjeux

En France, plus de 4 500 communes sont concernées par des risques de mouvement de terrain. Parmi ces aléas, les chutes de blocs et de pierres sont caractérisées par le décrochement de volumes inférieurs à 100 m³. Cet aléa fréquent et connu en zones montagneuses provoque de nombreux dommages sur les voies de circulation (figure 1) et peut entraîner des pertes en vies humaines. Les interruptions du trafic sont d'autant plus dommageables d'un point de vue économique que la société devient de plus en plus dépendante des moyens de communication notamment lors des périodes de pointe (tourisme hivernal et estival).

Il devient donc indispensable de sécuriser ces itinéraires dits sensibles aux moyens de systèmes de protection. Deux techniques majeures, dépendant du volume et de la fréquence des chutes de blocs, sont utilisées : soit la mise en place de filets ou de grilles de protection (protection dite active), soit la construction d'ouvrages pare-blocs au-dessus des routes (protection dite passive).

1.2 Les galeries de protection pare-blocs

La technique habituelle des galeries de protection consiste à réaliser, dans la zone exposée aux chutes de blocs, une dalle recouverte d'un remblai (figure 2). Pour un tel ouvrage, la couche de sol au-dessus de la dalle n'a qu'une fonction dissipative : elle absorbe l'énergie d'impact [1].

La conception de la dalle en béton armé repose ainsi essentiellement sur une approche de dimensionnement statique puisque sa fonction se résume à



Figure 1 – Chute d'un bloc sur un tablier de pont à Moûtiers en 1998

supporter la masse du remblai et une pression statique « équivalente ». Malheureusement, cette technique, très employée jusqu'à présent, engendre de nombreux problèmes au niveau des fondations à cause du poids propre important du matériau de couverture et de la structure. De plus, le remblai étant difficilement accessible, la maintenance (évacuation des blocs restés sur l'ouvrage) et la surveillance régulière de la construction sont difficiles voire impossibles.

Dans l'objectif de proposer une structure moins onéreuse à la construction et d'entretien plus aisé, un nouveau concept de galerie pare-blocs appelé « **pare-blocs structurellement dissipant** » [2] a été développé par le bureau Tonello Ingénieurs Conseils d'Aix-Les-Bains en collaboration avec le Laboratoire « optimisation de la construction et ingénierie de l'environnement » (LOCIE) de Chambéry.

(1) Docteur de l'université de Savoie

(2) Maître de conférences à l'université de Savoie

(3) Professeur des universités, Professeur à l'université de Savoie.

(4) Maître de conférences à l'université de Savoie

Auteur correspondant pour cet article.

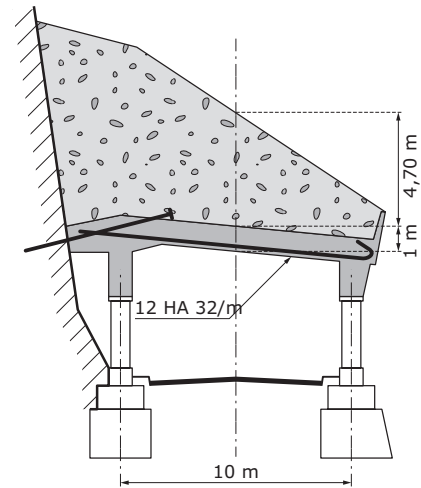


Figure 2 – Galerie pare-blocs de conception classique

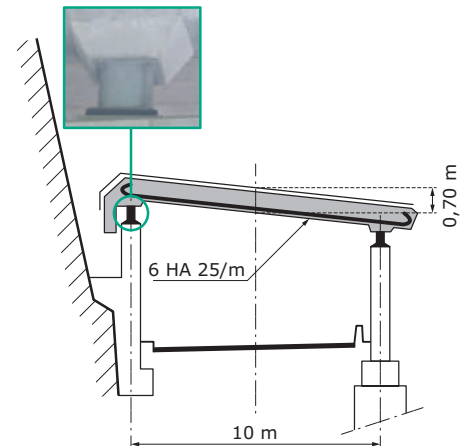


Figure 3 – Galerie pare-blocs structurellement dissipante des Essariaux dans le Val d'Arly en Savoie

2. Les galeries pare-blocs structurellement dissipantes

2.1 Principe de fonctionnement

La principale innovation des pare-blocs structurellement dissipants consiste à **supprimer la couche de remblai et à dissiper l'énergie d'impact au sein de la dalle en béton armé et des appuis** (figure 3). L'énergie cinétique du bloc est absorbée directement par la mise en flexion de la dalle, pouvant aller jusqu'à la plastification des armatures lorsque le choc a lieu en travée, ou par le cloquage d'appuis fusibles pour un impact en rive [3]. Ces appuis sont simplement constitués d'un tube métallique soudé entre deux platines et fixé à la dalle. Sous forte compression, le tube va flamber et dissiper une partie de l'énergie du choc par cloquage.

La dalle n'est donc plus uniquement sollicitée en élasticité mais également en plasticité pour les chocs dits « exceptionnels », de forte intensité mais de faible occurrence. Un certain niveau d'endommagement entraînant des déformations permanentes est alors accepté. La structure est ainsi amenée à subir des réparations qui sont les suivantes :

- pour les chocs en **partie centrale**, la zone d'impact fortement endommagée sera démolie puis reconstruite ;
- pour les chocs **au niveau des appuis**, les appuis plastifiés seront simplement changés en soulevant la dalle à l'aide de vérins ;
- en revanche, pour les chocs ayant un **niveau d'énergie dit « courant »** (impact de plus forte occurrence), la dalle se déforme uniquement dans son domaine « élastique » et ne subit aucun endommagement significatif ; aucune intervention de maintenance n'est donc nécessaire après cette catégorie d'impact.

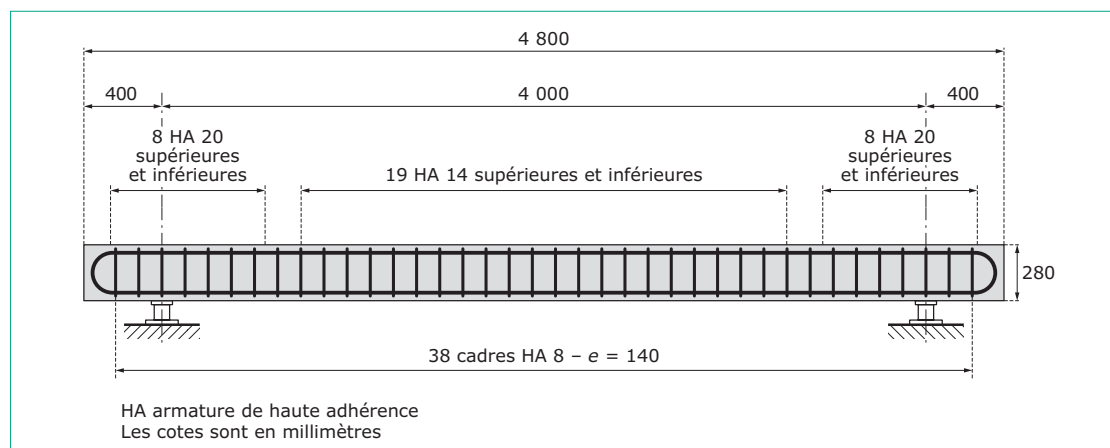


Figure 4 – Coupe de la dalle d'essai dans le sens transversal

2.2 Points forts

L'avantage principal de ce type de construction est de réduire d'environ 30 % l'épaisseur de la dalle de couverture par rapport à une conception classique, entraînant une diminution du poids propre de la structure. Ce gain de poids engendre des économies significatives sur les fondations, souvent réalisées dans des sols de mauvaise qualité ou de mise en œuvre délicate (à flanc de montagne par exemple). Le coût de construction de l'ouvrage est globalement diminué de 10 à 25 % par rapport aux pare-blocs recouverts d'un matériau amortissant (source : bureau Tonello IC).

De plus, les chocs au niveau des appuis sont pris en compte grâce aux appuis fusibles, ce qui évite l'endommagement des éléments (poteaux ou chevêtres) les supportant.

La maintenance et l'entretien sont également facilités par le fait que la dalle est accessible, les blocs pouvant ainsi être facilement évacués.

3. Validation expérimentale

Lors de la réalisation du premier ouvrage, une campagne expérimentale, financée par le SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes), la DDE (Direction départementale de l'équipement) de Savoie et le RGCU (Réseau génie civil et urbain), a été effectuée afin de valider le principe de fonctionnement et de réparation des pare-blocs structurellement dissipants.

3.1 Campagnes d'essais

La structure expérimentale est une maquette, à l'échelle un tiers, de la dalle déviatrice du pare-blocs des Essariaux en Savoie. Elle est constituée d'une **dalle horizontale** de 4,80 m × 12 m et de 0,28 m d'épaisseur, en béton ayant une résistance moyenne à la compression de 30 MPa. Elle est renforcée (figure 4) par une forte densité d'**armatures à haute adhérence** de limite élastique égale à 500 MPa (FeE 500) représentant 4 300 kg d'acier pour 16 m³ de béton [4].

Elle repose sur 22 **appuis fusibles** formés par des tubes en acier (TUE 220 A, 100 mm de hauteur, 70 mm de diamètre et 2,9 mm d'épaisseur) soudés entre deux plaques d'acier carrées de 100 mm de côté et de 8 mm d'épaisseur. Des essais statiques de compression ont montré que ces supports cloquaient sous un chargement statique d'environ 260 kN.

Pour simuler le choc d'un rocher, la dalle est impactée par un bloc cubique chanfreiné en béton armé. Un bloc de 450 kg est lâché d'une grue (figure 5) d'une hauteur de 15 m pour simuler un impact dit « courant » (67 kJ) : **essai T1**, et de 30 m pour reproduire un impact dit « exceptionnel » (135 kJ) : **essais T2 à T5**. Un essai final destructif est également réalisé avec un bloc de 810 kg tombant d'une hauteur de 37 m (294 kJ) : **essai T6**.

Au total, six essais, listés dans le tableau 1, ont été réalisés à différentes positions au cours de trois campagnes expérimentales [5].

Pour tester la dalle au cours d'un cycle de vie complet, elle a été réparée après l'essai T2 [6]. Cette réparation a été effectuée en démolissant et en extrayant la totalité du béton fissuré : cela a été réalisé par hydrodémolition (figure 6) à l'aide d'un jet d'eau à très haute pression (150 à 250 MPa) ; le béton a ainsi été découpé soigneusement et les armatures métalliques ont été mises à nu sans aucun dommage ; puis la zone dégagée a été reconstruite à l'aide d'un béton de résistance moyenne à la compression de 35 MPa.

L'examen des aciers dans cette zone a montré que certaines armatures d'effort tranchant avaient été rompues par traction ce qui prouve que la charge de poinçonnement avait été sous-estimée. Les cadres de diamètre 8 mm ont ainsi été remplacés par des épingle de diamètre 10 mm, ce qui a augmenté leur section de 56 %. En revanche, aucune sollicitation irréversible apparente n'a été observée sur les armatures longitudinales.

Tableau 1 – Caractéristiques des différents essais d'impact

Campagne	Essai	État de la zone d'impact avant choc	Énergie d'impact (kJ)	Position de l'impact
C1	T1	Intact	67	Zone centrale (mi-travée)
	T2	Intact	135	Zone centrale (mi-travée)
	T3	Intact	135	En rive
C2	T4	Réparée après T2	138	Zone centrale (mi-travée)
	T5	Endommagée par T1	134	Zone centrale (mi-travée)
C3	T6	Endommagée par T4	294	Zone centrale (mi-travée)



Figure 5 – Chute du bloc au cours de l'essai T2

3.2 Instrumentation mise en place

La dalle a été équipée d'un ensemble de capteurs connectés à une centrale d'acquisition dont la fréquence d'échantillonnage est de 7 000 Hz ; les capteurs suivants ont été mis en place (figure 7) :

- jauges de déformation sur les armatures longitudinales supérieures et inférieures ;
- jauges de déformation sur les armatures d'effort tranchant pour déterminer les déformations par traction au moment de l'impact ;
- neuf capteurs de déplacement LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) de capacité ± 50 mm, placés en sous-face de la dalle ;



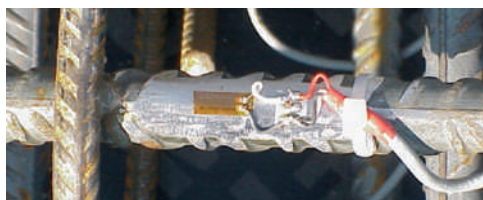
(a) hydrodémolition



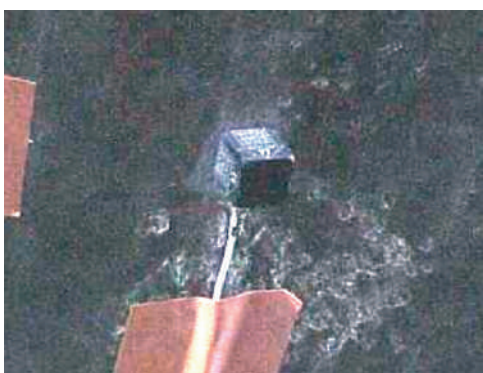
(b) armatures de la dalle après hydrodémolition

Figure 6 – Méthode de réparation de la dalle après un choc exceptionnel en travée

- sept accéléromètres (± 500 g près de l'impact et ± 50 g plus loin) sur la face inférieure de la dalle, à côté des capteurs LVDT ;



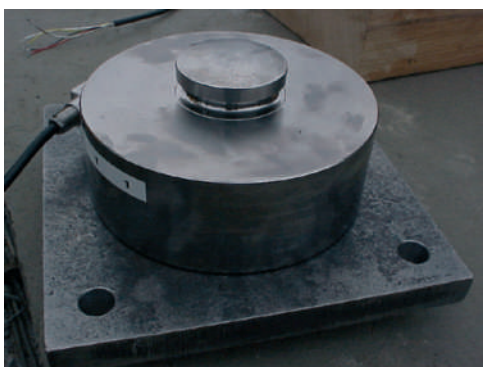
(a) jauge de déformation sur les armatures



(b) accéléromètre



(c) capteurs de déplacement LVDT



(d) capteur d'effort

Figure 7 – Capteurs installés sur la dalle d'essai

— un accéléromètre ($\pm 5\,000\text{ g}$ verticalement) sur le bloc impactant pour mesurer les décélérations d'impact ;

— cinq capteurs de force (capacité $1\,000\text{ kN}$) régulièrement positionnés sous une ligne d'appuis fusibles.

En complément de ces capteurs, une caméra ultra-rapide (1 000 images par seconde, champ de 2 m sur 2 m, 256×240 pixels) a permis d'enregistrer les impacts des blocs sur la dalle (figure 8).

3.3 Comportement global de la dalle

Dans une première approche, une analyse qualitative des essais révèle que :

— un choc « courant » (essai T1) n'a entraîné qu'un faible endommagement ne nécessitant aucune réparation et la dalle a parfaitement supporté un deuxième impact « exceptionnel » (essai T5) ;

— un choc « exceptionnel » (essai T2) a entraîné un endommagement conséquent de la dalle mais qui reste localisé à la zone d'impact, donc une réparation est possible ;

— le comportement de la dalle est globalement resté identique pour un choc « exceptionnel » avant (essai T2) ou après réparation (essai T4) ;

— les appuis ont parfaitement rempli leur rôle en subissant un cloquage (figure 9) lors du choc en rive (essai T3), permettant ainsi de dissiper l'énergie d'impact du bloc. En revanche, aucun appui n'a plastifié lors des chocs à mi-travée.

Ces résultats sont conformes au comportement souhaité et attendu et permettent donc de valider le principe de fonctionnement et de réparation des pare-blocs structurellement dissipants.

3.4 Mécanismes d'endommagement de la dalle

Dans un deuxième temps, une analyse fine des données issues des capteurs montre que le transfert d'énergie entre le bloc et la dalle, lors d'un choc en travée, se décompose en plusieurs phénomènes qui entraînent des endommagements de différentes natures : déstructuration du béton de surface, poinçonnement de la dalle, mise en flexion de la structure.

■ Déstructuration du béton

Dans une première phase, lorsque le bloc entre en contact avec la dalle, plusieurs phénomènes mal connus dégradent le béton et dissipent de l'énergie : par une compaction du béton de la dalle au droit de l'impact [7], par une fissuration de surface du bloc et de la dalle, par friction interne, sous forme de chaleur et dans une moindre mesure par énergie acoustique. Ces mécanismes restent localisés à la zone de contact entre le bloc et la dalle.

■ Poinçonnement

Lors du contact, le bloc poinçonne la dalle et un cône de béton tend à être éjecté. Des fissures inclinées à 45° (figure 10) apparaissent dans l'épaisseur de la dalle et provoquent une mise en traction du béton et des armatures d'effort tranchant (armatures verticales), pouvant aller jusqu'à leur rupture, ainsi

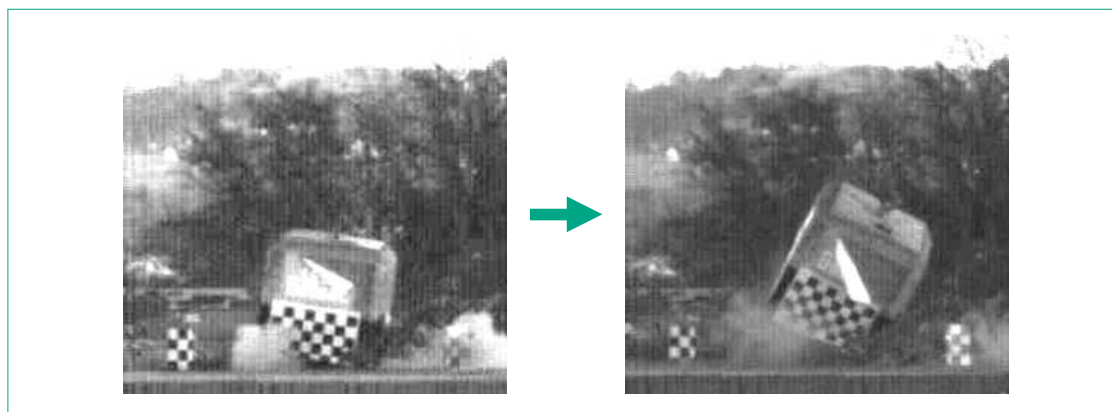


Figure 8 – Images issues de la caméra ultra-rapide lors de l'essai T4

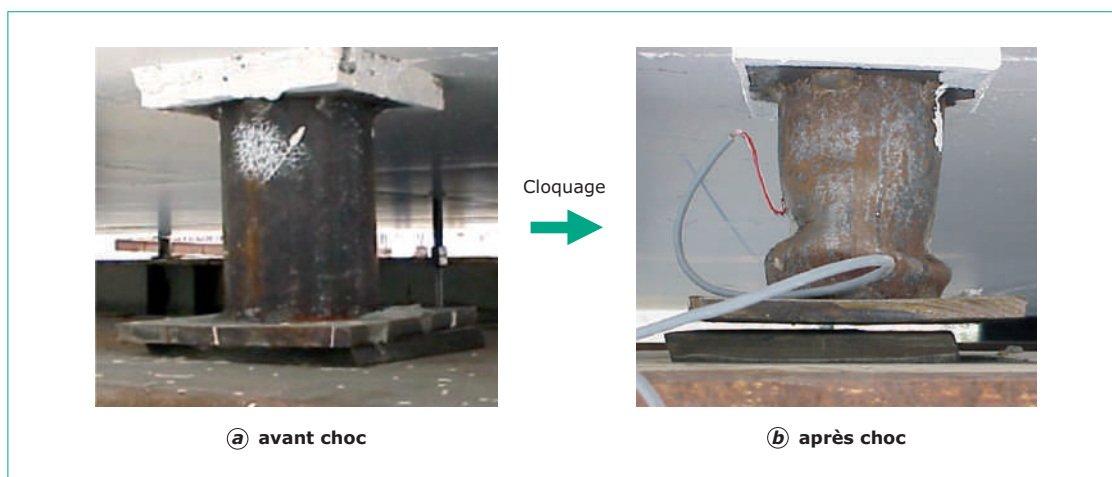


Figure 9 – État des appuis fusibles avant et après l'essai T3 en rive

qu'un cisaillement des armatures supérieures et inférieures [8]. Ce phénomène est caractérisé par l'effort de percussion exercé par le bloc sur la dalle [9]. Cet effort, variant de 3 à 5 MN [10] pour nos essais (déterminé à partir du temps de contact et des vitesses d'entrée et sortie du bloc), permet de dimensionner les armatures d'effort tranchant [11]. Le poinçonnement endommage localement fortement la dalle mais dissipe peu d'énergie par rapport à la mise en flexion globale de la structure.

■ Flexion de la dalle

Parallèlement au poinçonnement, il se produit une mise en flexion de la dalle. L'énergie cinétique du bloc est transférée à la dalle sous forme d'énergie cinétique et de déformation. L'énergie de déformation se décompose en une énergie élastique, qui est restituée lors de la remontée de la dalle, et une énergie plastique, qui est dissipée par la fissuration du béton voire par la plastification des armatures. L'analyse des signaux issus des capteurs LVDT (figure 11) révèle que 12 à 16 % de l'énergie incidente du bloc est transmise à la dalle (sous forme d'énergie cinétique et de déformation).

En utilisant une approche énergétique, les contraintes maximales de flexion dans le béton et dans les armatures inférieures horizontales sont obtenues, ce qui permet de les dimensionner.

4. Conclusion

La volonté croissante de sécurisation des itinéraires montagneux contre le risque de chutes de blocs entraîne un rapide développement des pare-blocs structurellement dissipants. Leurs avantages majeurs sont une réduction du coût de construction par rapport aux constructions classiques et une meilleure gestion de la maintenance de l'ouvrage.

Actuellement, deux ouvrages ont déjà été réalisés : le pare-blocs des Essariaux (figure 3) en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie pouvant dissiper une énergie d'impact de 3 360 kJ (bloc 3,9 t tombant d'une hauteur de 86 m de haut) et la galerie pare-blocs du massif de la Grande Platte (figure 12), dissipant une énergie d'impact de 6 050 kJ, sur la RD 91b sur les communes de Champagny-en-Vanoise et du Planay en

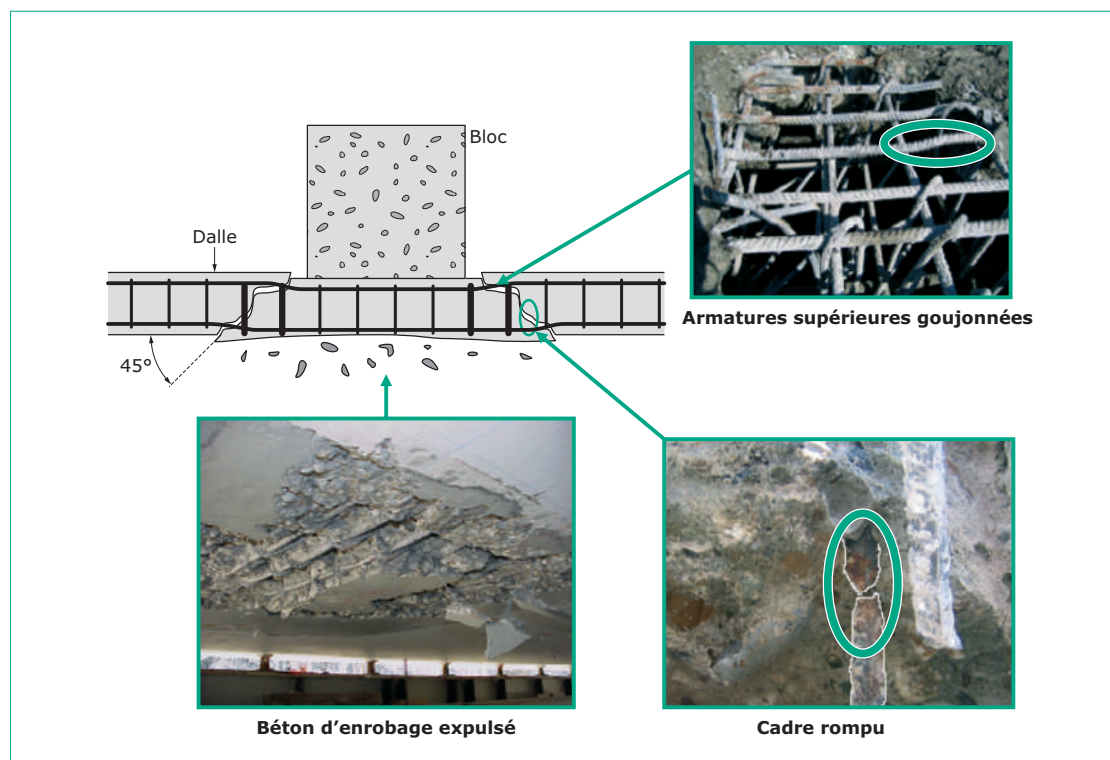


Figure 10 – Endommagement de la dalle après démolition de la zone d'impact lors l'essai T6

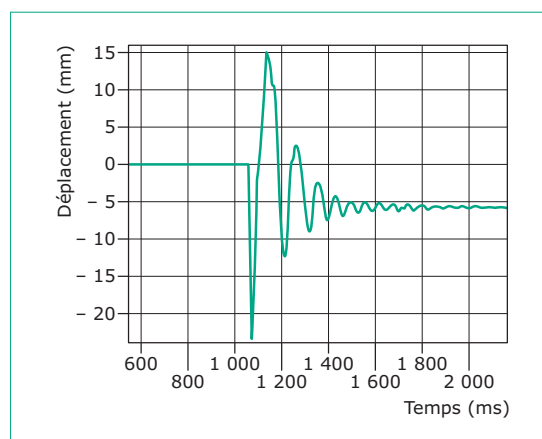


Figure 11 – Déplacement de la dalle au niveau du point d'impact issu d'un capteur LVDT lors de l'essai T5

Savoie. Des travaux sont également en cours avec notamment la galerie pare-pierres de Poniente sur la RN 212 (Savoie) qui, dans l'étude initiale, était inclinée et pouvait dissiper une énergie allant jusqu'à 16 600 kJ ; une purge de l'escarpement a permis ensuite de diminuer l'énergie à 5 000 kJ. Le pare-

blocs des Egratz sur la RN 205 (figure 12) est également en projet et doit pouvoir absorber un choc d'une énergie de 2 700 kJ.

Une perspective d'évolution des pare-blocs structurellement dissipants est de tester l'influence d'une couche amortissante mince de quelques centimètres d'épaisseur de type béton bitumineux. Cette couche devrait permettre de réduire l'endommagement local de la dalle au niveau de la surface d'impact notamment pour les chocs de faible intensité. En ce qui concerne le suivi et la surveillance, un projet d'instrumentation d'un des ouvrages en construction est à l'étude afin d'obtenir des informations périodiques sur la fréquence et l'intensité des impacts subis par la structure.

Remerciements

Ce travail n'a été possible que grâce au partenariat avec le bureau aixois Tonello Ingénieurs Conseils et en particulier avec M. Jean Tonello. Les auteurs souhaitent remercier Michel Mommessin, maître de conférences à l'ESIGEC, la DDE 73 et le SETRA pour leurs aides financières, le laboratoire CETE de Lyon pour sa coopération lors de la mise en place des jauges de déformation ainsi que l'entreprise Léon Grosse pour son aide dans la réalisation de la dalle d'essai.

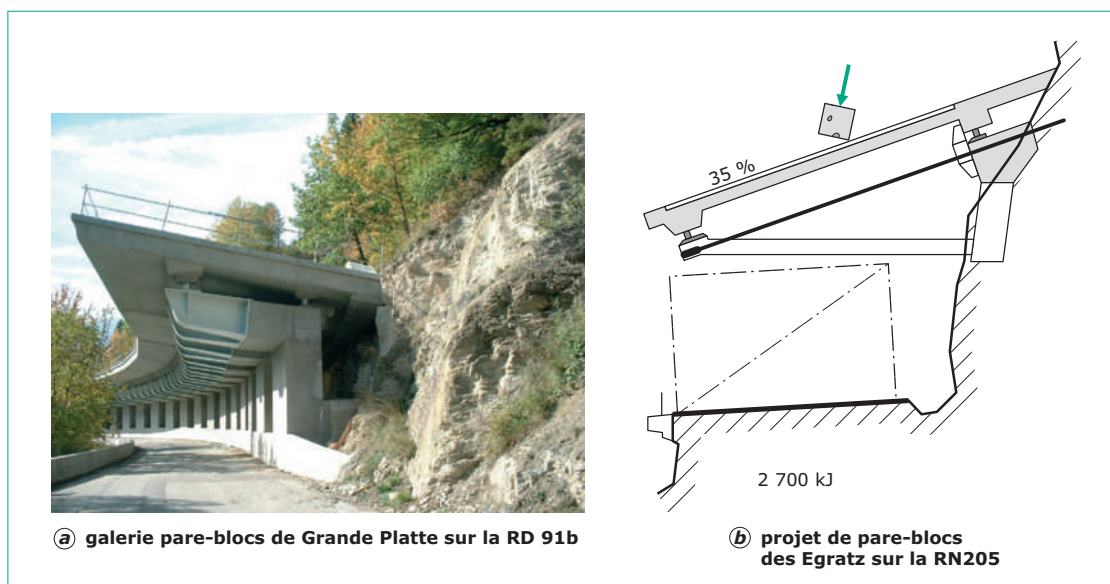


Figure 12 – Pare-blocs construits ou en projet

Bibliographie

- [1] MONTANI (S.). – *Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs*. Thèse de doctorat n° 1899 de l'EPFL, Lausanne (1998).
- [2] TONELLO (J.). – *Couverture pare-blocs structurellement dissipante*. Label IVOR 01.1, Mission Génie Civil, Ministère de l'Équipement, France (2001).
- [3] PERROTIN (P.), MOMMESSIN (M.), MOUGIN (J.-P.) et TONELLO (J.). – *Étude expérimentale du comportement d'une dalle pare-blocs*. Revue française de génie civil, Vol. 6, n° 5/2002, p. 723-734 (2002).
- [4] DELHOMME (F.), HENRIET (N.), PERROTIN (P.) et MOUGIN (J.-P.). – *Étude expérimentale d'une dalle en béton armé pour un ouvrage pare-blocs*. Congrès GC'2003, AFGC, Paris (2003).
- [5] DELHOMME (F.), AGBOSSOU (A.), MOMMESSIN (M.), MOUGIN (J.-P.) et PERROTIN (P.). – *Behavior study of a rock-shed slab*. Proc. of the 1st Int. Conf. on Response of Structure under Extreme Loading, Toronto, Canada (août 2003).
- [6] DELHOMME (F.), MOMMESSIN (M.), MOUGIN (J.-P.) et PERROTIN (P.). – *Behavior of a structurally dissipating rock-shed: experimental analysis and study of punching effects*. International Journal of Solids and Structures, vol. 42, Issue 14, p. 4204-4219 (juillet 2005).
- [7] BURLION (N.), GATUINGT (F.), PIJAUDIER-CABOT (G.) et DAUDEVILLE (L.). – *Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics*. Computer methods in applied mechanics and engineering, vol. 183, n° 3-4, p. 291-308 (2000).
- [8] CEB-FIP. – *Punching of structural concrete slabs*. Technical report, bulletin 12 (avril 2001).
- [9] GOLDSMITH (W.). – *Impact*. Londres, édition Edward Arnold (1960).
- [10] PERROTIN (P.), DELHOMME (F.), MOMMESSIN (M.) et MOUGIN (J.-P.). – *Behaviour of an impacted reinforced concrete slab: percussion and punching analysis*. Proc. of the 8th Int. Conf. on Structures Under Shock and Impact, Crete, Greece (mars 2004).
- [11] MENÉTREY (P.). – *Synthesis of punching failure in reinforced concrete*. Cement & Concrete Composites, vol. 24, p. 497-507 (2002).

Thèse

DELHOMME (F.). – *Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé*. Thèse de doctorat de l'Université de Savoie (mars 2005).