Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of structures



Renforcement parasismique de colonnes en béton au moyen de matériaux composites Paraseismic strengthening of concrete columns by composite confinement

René Suter, Marino Grisanti

Introduction

L'entreprise Lonza SA, active dans les domaines de la chimie et des biotechnologies, possède un important site de production à Viège (VS) dont fait partie le bâtiment Niazol D29 (fig. 1). Ce bâtiment, constitué de six étages avec une structure porteuse en béton, fut construit dans les années 70 sur la base des normes suisses de 1962 qui considéraient des actions sismiques beaucoup plus faibles que les normes actuelles. Au rezde-chaussée, le bâtiment repose sur des colonnes et des refends en béton armé fondés dans un radier en béton. Les refends n'étant que très faiblement armés, les colonnes doivent, dans le cas d'un séisme, reprendre l'ensemble des forces verticales et horizontales (fig. 2). Une telle disposition constructive, connue sous le terme de Soft Storey, constitue un cas de dimensionnement parasismique très défavorable.

Une expertise effectuée par un bureau d'étude spécialisé dans les

Introduction

Lonza Ltd, a company active in the fields of chemistry and biotechnologies, has an important production site, which includes the Niazol building D29 (Fig. 1) in Visp, Switzerland. This 6-storey building, with a concrete structure, was built in the 1970's in accordance with the Swiss codes of 1962, which considered a much smaller effect of seismic activity than current codes. At the ground level, the building rests on columns and reinforced concrete walls. As the walls are rather lightly reinforced, in the case of an earthquake the columns must resist the vertical and horizontal forces in their entirety (Fig. 2). This type of structural layout, known as Soft Storey, constitutes a very unfavorable case of paraseismic dimensioning.

An assessment carried out by a design office specialized in seismic actions drew attention to the lack of resistance and deformation capacity of the columns. This lack

actions sismiques a mis en évidence un manque de résistance et de déformabilité des colonnes. Ce manque était essentiellement dû à une insuffisance dans la disposition et la forme des étriers, notamment dans les zones d'encastrement aux extrémités. Dans cette situation, l'entreprise Lonza SA a mandaté l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg de proposer des mesures techniques permettant, d'une part, d'accroître la résistance et la déformabilité des colonnes et, d'autre part, de prouver l'efficacité de ces mesures par une étude expérimentale.

Etudes expérimentales

Les colonnes en béton du rez-dechaussée du bâtiment Niazol D29, d'une longueur de 5,30 m et d'une section de 650 x 450 mm, sont encastrées à leurs extrémités dans le radier de fondation et dans la dalle sur rez-de-chaussée. Pour les études expérimentales, nous avons considéré des demi-colonnes de 2,65 m de hauteur, encastrées au



Fig. 1 Bâtiment Niazol D29. Niazol D29 building.



Fig. 2 Colonnes du rez-de-chaussée. Ground floor columns.



Fig. 3 Elément d'essai. Test specimen.



Fig. 4 Renforcement colonnes P3 et P4. Strengthening of columns P3 and P4.

was mainly due to the insufficiency of the stirrups, with regard to their arrangement and form, notably in the fitted zones at the extremities of the columns. In this situation, Lonza Ltd commissioned the University of Applied Sciences of Fribourg to propose, on the one hand, technical measures to increase the resistance and the deformation capacity of the concrete columns and, on the other hand, to verify the efficiency of the measures by means of an experimental study.

Experimental studies

The concrete columns on the ground level of the Niazol D29 building are fixed to the foundation slab and the ground floor slab at their extremities. Their total length is 5.30 m with a 650 x

pied dans un socle de fondation, formant ainsi un système statique de porte-à-faux. En raison de la complexité des phénomènes et pour éviter des incertitudes dans l'adaptation des échelles, les essais sont effectués en grandeur réelle.

Nous avons décidé de réaliser six éléments d'essai, sous forme de colonnes sur des socles de fondation (fig. 3). Le premier de ces éléments, la colonne P0, est considérée comme référence et ne comporte pas de renforcement. Les colonnes P1 à P4, sont renforcées avec différents types de confinement au moyen de tissus collés ou de bandes en aramide précontraintes (fig. 4 et 5). La colonne P5 est prévue comme réserve en vue de l'application ultérieure du renforcement choisi définitivement. 450 mm section. For the experimental studies, we selected 2.65 m high half-columns, built into a foundation pedestal at the base, thus forming a cantilevered structural system. Owing to the complexity of the phenomena and in order to avoid uncertainties in scaling, the tests were carried out at full scale.

It was decided to produce six test specimens in the form of columns on foundation pedestals (Fig. 3). The first of these specimens, column P0, is considered as a reference and does not contain any strengthening. Columns P1 through P4 are strengthened by different types of confinement using glued materials or prestressed bands of aramide (Fig. 4 and 5). Column P5 is reserved in preparation for subsequent applica-



Fig. 5 Renforcements parasismiques. Paraseismic strengthening.



Fig. 6 Stand d'essai. Testing device.



Fig. 7 Disposition des éléments d'essai. Testing device with installed specimen.

Afin de refléter au mieux les sollicitations d'un séisme, les colonnes sont soumises à des essais de charges statiques-cycliques, impliquant simultanément des sollicitations verticales et horizontales. Ces essais sont effectués sur un banc d'essai spécialement conçu pour cette étude dans le laboratoire de Structures (fig. 6). L'encastrement des éléments d'essai est réalisé par des caissons métalliques ancrés dans le radier du laboratoire au moyen de tiges précontraintes. Les forces horizontales et verticales sont appliquées par un dispositif métallique lourd formé de colonnes verticales, de poutres horizontales et de contreventements croisés (fig. 7). Le dispositif d'essai permet d'appliquer simultion of the definitively chosen reinforcement.

In order to best reproduce seismic strains, the columns underwent static-cyclic load tests with simultaneous vertical and horizontal strains. These tests were carried out on a specially designed test bench in the Structures Laboratory (Fig. 6). The test specimens are enclosed by steel box beams anchored to the foundation of the laboratory by means of prestressed rods. Horizontal and vertical forces are applied by means of a strong steel device consisting of vertical columns, horizontal beams, and cross-bracing (Fig. 7). The test device permits simultaneous application of 2,000 kN vertical loads and ± 500 kN horizontal tanément des charges verticales de 2000 kN et des forces horizontales de \pm 500 kN, avec des déplacements de \pm 300 mm.

Le procédé de chargement est identique pour toutes les colonnes d'essai. Dans une première phase, une charge verticale centrée de 1300 kN est appliquée en tête de colonne. Dans une deuxième phase, les vérins horizontaux placés à une hauteur de 2,65 m, sont mis en charge de façon cyclique. Ils sollicitent la colonne alternativement de part et d'autre en augmentant les charges jusqu'à la ruine de l'élément d'essai. La sollicitation horizontale est dirigée par la déformation, chaque cycle est répété deux fois. Durant les essais de charges sont mesurées les forces et déformations horizontales et verticales, les rotations du socle de fondation, l'ouverture des fissures et les contraintes relatives dans les tissus en aramide.

Résultats des essais

Les essais de charge effectués sur les éléments P0 à P4 ont permis d'observer en détail le comportement de la colonne de référence et des colonnes renforcées sous charges statiques-cycliques. Ils ont, en particulier, mis en évidence la relation entre les forces et les déformations horizontales des différentes colonnes (fig. 8). La colonne de référence a supporté des déformations de ± 105 mm, non suffisantes pour satisfaire les exigences de ± 120 mm selon l'analyse théorique. En outre l'application de cette déformation a provoqué des éclatements du béton et un flambage des armatures longitudinales dans la section de l'encastrement. Les étriers, en nombre insuffisant et avec des crochets non conformes aux prescriptions parasismiques, n'ont pu empêcher le flambage des armatures longitudinales provoquant ainsi une ruine prématurée dans cette section (fig. 9 et 10). Un renforcement de cette zone s'avère donc indispensable pour garantir la résistance parasismique et la déformabilité exigées de la colonne. Les quatre solutions de renforcement ont permis d'atteindre des



Forces et déformations horizontales. Horizontal forces and deformations.

forces, with \pm 300 mm displacements.

The loading procedure is identical for all test columns. In the first phase, a centered 1,300 kN vertical load is applied to the top of the column. In the second phase, the horizontal jacks, positioned at a height of 2.65 m, apply load in a cyclic manner. The column undergoes strains due to the increasing loads from one area to another until failure of the test specimen occurs. The horizontal strain results from deformation, each cycle being repeated twice. During the load tests, the horizontal and vertical forces and deformations are measured, as well as the rotations of the foundation pedestal, the crack openings, and the strains in the strengthening aramide materials.

Test results

The load tests performed on specimens P0 through P4 permitted detailed observation of the each columns' behavior under staticcyclic loads and, in particular, the relation between horizontal forces and deformations (Fig. 8).

The reference column withstood \pm 105 mm deformations, insufficient to meet the required \pm 120 mm of the theoretical analysis (Fig. 9). Furthermore, the application of this deformation caused concrete spalling and buckling of the longitudinal reinforcement in the confined section. The insufficient number of stirrups with hooks non compliant with paraseismic design could not prevent

forces (entre 390 et 445 kN) et des déplacements horizontaux (entre ±180 et 190 mm) importants tout en garantissant une bonne stabilité latérale de la rotule plastique. Elles accusent cependant aussi certains inconvénients. Les confinements avec plaques métalliques latérales demandent de nombreux perçages avec un risque de sectionner les armatures existantes. Les renforcements avec l'ajout de segments préfabriqués en béton fibré apportent une excellente stabilité de la rotule grâce à une meilleure efficacité du confinement. Mais la présence d'équipements d'exploitation à proximité des colonnes rend la mise en place des segments difficile. Les solutions avec des bandes d'aramide précontraintes créent une sur-résistance de la section d'encastrement qui pourrait provoquer une ruine fragile prématurée, en raison d'une augmentation de l'effort tranchant.

Réfection proposée

Après analyse des résultats et des observations effectuées sur les essais des cinq premières colon-

Participants au projet Maître de l'ouvrage Lonza SA, Bâle Projet de renforcement KBM SA, Sion Expert pour les actions sismiques Résonance SA, Carouge Eléments d'essai Element SA, Tavel Travaux de renforcement S&P Clever Reinforcement Company SA, Brunnen the buckling of the longitudinal reinforcement, thus causing premature failure of that section (Fig. 10). A reinforcement of that zone proves itself, therefore, to be indispensable in guaranteeing paraseismic resistance and required deformation capacity of the column.

The four strengthening solutions enabled forces between 390 and 445 kN and horizontal displacements between ± 180 and 190 mm to be attained, which is considerable, while also guaranteeing adequate stability of the plastic hinge. They have been shown, however, to have certain diasadvantages. Confinement using lateral steel plates requires numerous drillholes, with the risk of damaging existing reinforcement. Strengthening with added prefabricated segments of fiber-reinforced concrete gives excellent stability to the embedment, thanks to improved confinement efficiency. But the presence of operating equipment near the columns makes the setting-up of the segments difficult. The solutions with prestressed aramide

Participants at the project Owner of the building Lonza AG, Basel Strengthening project Design office KBM SA, Sion Expert for seismic aspects Resonance SA, Carouge Execution of the test specimen Element AG, Tavel Strengthening of columns S&P Clever Reinforcement Company AG, Brunnen



Fig. 9 Déformations des colonnes P0 et P1. Deformation at failure of columns P0 and P1.



Fig. 10 Encastrement colonne P0 avec flambage des barres. Confined section of column P0 with buckling of steel bars.

nes, nous avons essayé de déterminer la solution optimale pour le renforcement des colonnes. Dans un premier temps, nous avons renoncé aux segments préfabriqués en béton à fibres en raison de leur encombrement et des complications d'exécution. Dans un deuxième temps, nous avons écarté les solutions au moyen de bandes précontraintes en aramide. Le processus de mise en tension est en effet complexe et nécessite une main d'œuvre spécialisée, ce qui rend son application très onéreuse.

Les réflexions se sont donc dirigées vers un confinement au moyen de tissus en aramide ancrés par des plaques métalliques. Les résultats d'essais de la colonne P1 ont en effet mis en évidence un comporbands create an over-rigidity of the confined section, which could cause premature brittle failure owing to the increased shearing action.

Proposed solution for strengthening

After analysis of the test results and the observations on the first five columns, we tried to determine the optimal solution for strengthening the columns. First, we abandoned the idea of using the prefabricated segments of fiber-reinforced concrete, due to their bulk and implementation complications. Secondly, we rejected solutions using prestressed aramide bands. The stressing procedure is, effectively, complex and requires specialized personnel, tement général très satisfaisant avec des déplacements horizontaux de ± 185 mm, dépassant ainsi largement les exigences formulées dans le rapport de l'expert. Nous avons donc proposé une solution de renforcement plus simple, mais qui paraissait néanmoins suffisante. Cette solution comporte un confinement au moyen de tissus en aramide sur une hauteur réduite de 900 mm. La hauteur des plaques métalliques latérales est réduite à 500 mm et ne nécessite plus que deux tiges d'ancrage (fig. 11).

Après discussion avec le maître de l'ouvrage et les représentants des bureaux d'étude spécialisés, cette solution fut retenue et appliquée à la colonne de réserve P5. Les essais de charge statiques-cycliques ont donné de très bons résultats. Le comportement de la section d'encastrement est excellent et les déplacements en tête de colonne sont de ± 200 mm pour une force horizontale de ± 385 kN. Le facteur de ductilité globale atteint la valeur de 5,0, supérieure au facteur de 3,0 exigé dans le cadre d'un dimensionnement en capacité. Enfin l'énergie de dissipation est triplée, de 48000 à 149000 Joules, par rapport à la colonne de référence (fig. 12).

Conclusions

Les études expérimentales et, en particulier les essais de charges statiques-cycliques effectués à Fribourg, ont permis d'élaborer la solution technique optimale pour le renforcement parasismique des colonnes en béton du bâtiment Niazol D29. Ils ont mis en évidence, qu'un renforcement de ces colonnes était indispensable, mais que ce renforcement pouvait être simplifié par rapport aux solutions initialement préconisées.

Les essais ont également permis de relever la pertinence de certains aspects constructifs qui sont à respecter pour la réalisation du renforcement. Grâce à la ténacité du matériau aramide le confinement peut garder son état opérationnel pour des déformations très élevées. En conclusion, nous pouvons constater que, la bonne which renders its application very expensive.

Our considerations were directed towards confinement using aramide materials anchored by steel plates. In fact, test results for column P1 demonstrated a very satisfactory general behavior with horizontal displacements of ± 185 mm, easily fulfilling the requirements formulated in the expert's report. We proposed, therefore, a simpler strengthening solution, which appeared nonetheless sufficient. This solution involves confinement using aramide materials over a reduced height of 900 mm. The height of the lateral steel plates is reduced to 500 mm and requires no more than two anchor rods (Fig. 11).

After discussion with the owner of the building and the representatives of the design offices, this solution was selected and applied to the reserve column P5. The static-cyclic load tests showed very good results. The behavior of the confined section was excellent and the displacements at the top of the column were ± 200 mm, with a horizontal force of ± 385 kN. The global ductility factor reached a value of 5.0, which is superior to the 3.0 factor required within the framework of capacity dimensioning. Lastly, energy dissipation was tripled, from 48,000 to 149,000 joules, when compared with the reference column (Fig. 12).

Conclusions

The experimental studies and, particularly, the static-cyclic load tests performed in Fribourg permitted the elaboration of a technical solution for the paraseismic strengthening of the concrete columns of the Niazol D29 building. They demonstrated that strengthening of the columns was indispensable, but that this strengthening could be simplified, in comparison to the initially recommended solutions.

The tests also showed the necessity to take into account certain detailing aspects during the execution of the strengthening. Thanks to the tenacity of the aramide materials, the confinement remains operational at very high



Fig. 11 Solution de renforcement proposée. Proposed strengthening solution.



Fig. 12 Dissipation d'énergie des colonnes. Energy dissipation of the columns.

collaboration entre le maître de l'ouvrage, les bureaux techniques et le laboratoire d'essais a permis de réaliser des économies importantes pour le renforcement des colonnes. Elle a également permis d'effectuer une étude expérimentale très intéressante qui apporte de nouvelles connaissances scientifiques pour la réhabilitation parasismique des constructions existantes. deformations. In conclusion, we contend that good collaboration between the owner of a building, the design offices, and the test laboratory permitted important economies regarding the strengthening of the columns. This collaboration also allowed us to carrying out a very interesting study that provides new scientific knowledge for the paraseismic rehabilitation of existing structures.

Auteurs/Authors René Suter

Prof. Dr sc. techn. Ecole d'ingénieurs de Fribourg CH-1705 Fribourg rene.suter@hefr.ch **Marino Grisanti** Ingénieur HES Ecole d'ingénieurs de Fribourg CH-1705 Fribourg marino.grisanti@hefr.ch

Renforcement de planchers-dalles par armature de poinçonnement collée Strengthening concrete slabs with post-installed shear reinforcement

Jakob Kunz

Introduction

Lors de projets de maintenance ou de mise en état de structures en béton, il s'avère régulièrement que la résistance au poinçonnement de planchers-dalles ne correspond pas aux exigences actuelles. Parmi les causes possibles sont des charges actuelles qui sont supérieures aux charges de dimensionnement originales ou des erreurs commises lors de la planification ou lors de l'exécution de l'ouvrage. Un autre facteur important est que les prescriptions normatives concernant le poinconnement ont subi une évolution remarquable pendant les décennies passées ce qui fait que même des planchers-dalles construits de façon absolument correcte à l'époque peuvent avoir une résistance insuffisante selon la norme actuelle [1]. Comme le poinçonnement est un mode de rupture fragile, un déficit de capacité portante peut provoquer des conséquences fatales (fig. 1). L'ingénieur concerné doit donc se poser la question s'il peut quandmême fournir la vérification de la sécurité requise en utilisant un

Introduction

During maintenance or rehabilitation projects for concrete structures, it often turns out that the punching shear strength of flat slabs does not meet the current requirements. Possible reasons are larger design loads than those for which the structure was originally planned or errors that occurred during design or construction. The remarkable progress of know-how and, therefore, code provisions about punching shear in the past leads to the situation that even structures which were built correctly according to the rules of their time may have significant deficiencies in punching shear strength when reconsidered with today's knowledge and codes [1]. As punching shear is a brittle mode of failure, it is not announced by large deformations and overloading may lead to fatal consequences (Fig. 1). In such situations, the responsible engineer should investigate, whether structural safety can still be verified using more sophisticated calculation models or if the design load can be reduced by limiting the



Fig. 1

Défaillance d'un plafond de parking souterrain à Gretzenbach (CH), 2004. Collapse of the roof of an underground car park in Gretzenbach (CH), 2004.

modèle de calcul plus sophistiqué ou si la charge de dimensionnement peut être réduite par des limitations de l'utilisation. Au cas où ni l'une ni l'autre approche s'avère satisfaisante, il sera souvent nécessaire de procéder à des mesures constructives [2]. Cet article présente le développement et l'application pratique d'une nouvelle méthode de renforcement innovatrice et efficace qui a pour avantages principaux d'être réalisée depuis un seul côté de la dalle, de ne pas réduire le gabarit sous la dalle, d'intégrer la protection au feu et finalement d'être économique.

Méthode

La dalle est percée à 45° depuis la surface inférieure jusqu'au niveau de l'armature supérieure seulement. Les armatures de poinçonnement sont scellées et l'ancrage inférieur est assuré par un système spécialement développé à cet effet. Comme celui-ci est installée dans une niche qui est ensuite remplie de mortier de protection anti feu, le système est invisible après l'installation et l'esthétique de la dalle n'est pas perturbée (fig. 2). L'inclinaison des barres permet de prolonger la longueur d'ancrage et d'assurer l'efficacité de l'armature puisqu'elle est activée pour des déformations moindres [3]. Le renforcement par des armatures de poinçonnement collées permet d'augmenter nettement la résistance au poinçonnement et la ductilité de la dalle. Le nombre de barres sera choisi en fonction de la sollicitation de la zone concernée.

Essais

Quelques essais préliminaires effectués vers la fin des années 90



Fig. 2 Armature de poinçonnement collée. Post-installed punching shear reinforcement.



Fig. 3

Courbes charge – déformation pour différentes configurations.

Load – deformation curves for slabs without shear reinforcement, with cast-in-situ shear reinforcement and with post-installed shear reinforcement.

usage of the structure. If neither approach is viable, then it will often be required to remedy the defect by constructional measures [2]. This article shows the development and the application of an innovative and effective method of strengthening flat slabs against punching shear. Its main advantages are that it can be executed from one side of the slab, that it does not reduce the space above or below the slab and between the columns, that fire protection can be integrated and finally that it is economic.

Method

From the soffit of the slab holes are drilled at an angle of 45° up to the level of the tensile reinforcement. The punching shear reinforcement is installed with an epoxy adhesive and the lower anchorage is realized by a nut and washer system. As this system is set in a niche, which is then filled with fire protection mortar, it is not visible after installation and the aesthetics of the slab are not compromised (Fig. 2). The inclination of the bars increases their bonding length and ensures the high efficiency of the reinforcement, since it is activated by the smallest of deformations [3]. Strengthening a slab with postinstalled shear reinforcement significantly enhances its punching shear strength and also its ductiliont déjà montré l'efficacité de la méthode [4]. Des recherches théoriques et expérimentales plus poussées [5] ont confirmé que des résistances et des capacités de déformation considérables pouvaient être atteintes malgré l'imperfection de l'ancrage supérieur. Le comportement, la résistance et la capacité de déformation sont presque comparables à ceux d'une dalle avec armature de poinçonnement parfaitement ancrée (courbe bleue dans fig. 3). Les coupes dans les dalles après poinconnement montrent combien les deux ancrages sont déterminants (fig. 4). Il est donc important que les percements soient propres et que les têtes d'ancrages inférieures soient efficaces.

Dimensionnement du renforcement

Le renforcement d'une dalle contre le poinçonnement est généralement exécuté sur une structure soumise à des charges qui peuvent être considérables. Il s'ensuit que le renforcement ne sera activé que pour les charges supplémentaires, lorsqu'elles provoqueront à leur tour des déformations. Cette particularité doit en principe être considérée dans le dimensionnement du renforcement. Pour tenir compte de cet effet, la méthode de la fissure critique [6] se prête de façon idéale. Elle stipule que la rotation de la dalle ty. The number of strengthening bars will be adapted to the internal forces in the affected area.

Confirmation

Some preliminary tests carried out in the 90's had already shown the efficiency of the method [4]. Theoretical research based on an extensive series of new tests have confirmed that considerable strength and deformation capacities can be reached although the upper anchorage is not perfect as the shear reinforcement does not enclose the tensile reinforcement [5]. The behaviour, the strength and the deformation capacities are almost comparable to those of a slab with perfectly anchored shear reinforcement (blue curve in Fig. 3). The slabs cut in the middle after punching action show that the upper and lower anchorages are decisive (Fig. 4). It is, therefore, important that the drilled holes are clean, the adhesive is injected properly (no air voids) and that the lower anchorages are efficient.

Design of the Reinforcement

The strengthening of a slab against punching shear is usually carried out on a structure that may be under considerable load. Therefore, the strengthening reinforcement will only be activated when additional loads will



Fig. 4 Dalle avec armature de poinçonnement coupée après l'essai. Slab with post-installed shear rein-forcement cut open after test.

sous charge cause les fissures de poinçonnement.

L'armature de poinçonnement doit satisfaire la condition suivante:

$$V_{s,d} \leq \sum_{i=1}^{n} N_{si,d} \cdot \sin\beta$$

Où $N_{si,d}$ est la résistance de dimensionnement à des charges de traction d'une tige individuelle et β_i est l'angle auquel l'armature est installée. $N_{si,d}$ est la plus petite des quatre valeurs suivantes:

$$N_{si,d} = \min \left[N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d} \right]$$

Où [7]:

- N_{si,pl,d} est la résistance de la barre d'armature. C'est la résistance de l'armature comme si elle était placée avant le bétonnage. Pour tenir compte des caractéristiques spécifiques de ce système, les trois valeurs suivantes seront également prises en compte:
- 2. $N_{si,el,d}$ est la force que l'augmentation de la rotation de la dalle due à la différence de charge entre l'état de service au moment de l'installation et la charge de dimensionnement peut activer dans l'armature. Grâce à l'utilisation de la méthode de la fissure critique cette valeur peut être quantifiée.
- N_{si,b,d} est la force limite que l'adhérence de la colle peut transmettre.
- N_{si,p,d} est la limite définie par l'arrachement d'un cône de béton par l'ancrage inférieur.

themselves cause deformations. This factor should be considered when the strengthening is designed. The critical shear crack method [6] lends itself particularly well to take this effect into account by quantifying the influence of the slab rotation in the vicinity of the column on the opening of the punching shear cracks. The punching shear reinforcement must satisfy the following condition:

$$V_{s,d} \leq \sum_{i=1}^{n} N_{si,d} \cdot \sin \beta_i$$

Where $N_{si,d}$ is the design tensile strength of an individual strengthening bar and β_i is the angle at which the reinforcement is installed (usually 45°). $N_{si,d}$ is the smallest of these four values:

$N_{si,d} = \min[N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d}]$

where [7] (Fig. 4):

- 1. $N_{si,pl,d}$ is the yield strength of the reinforcement bar. This is the strength that would also be taken into account for shear reinforcement cast in the concrete and enclosing the tensile reinforcement. In order to take into account the particularities of this system, the following three values also need to be considered:
- 2. $N_{si,el,d}$ is the force which can be activated in the bar as a result of the additional deformation due to the increase in load from the service load acting at the time of installation up to

Application pratique

Lors du réaménagement de la place de la gare à Berne, le passage souterrain «Christoffel» a été complètement renouvelé. La capacité portante vis-à-vis du poinconnement du plancher reposant sur des colonnes en acier ne correspondait plus à la norme actuelle (SIA 262 [1]) et en plus le réaménagement a introduit des charges supplémentaires dans certaines zones. Il s'est avéré nécessaire de renforcer sensiblement la dalle; à cause des exigences temporelles et locales serrées, les mesures de renforcement devaient se faire de manière indépendante des travaux à la surface du plancher.

L'avant-projet a considéré diverses méthodes classiques de renforcement comme des champignons en acier soudés aux colonnes, des glaives lourds en acier ou des champignons en béton coulés sur place. La réalisation de telles solutions demande un effort considérable, requièrt une protection anti-feu correspondante et limite la face inférieure de la dalle du point de vue esthétique et dans l'utilisation. Par ce genre de mesures, la zone d'appui de la dalle est agrandie mais en même temps, la zone des déformations principales est repoussée vers l'extérieur où le mode de rupture reste fragile et en plus, la longueur d'ancrage de l'armature de traction au-dessus de la colonne est réduite.

Le renforcement par de l'armature de poinçonnement collée, à



Fig. 5 Marquage des armatures inférieures de la dalle. Marking the lower reinforcement of the slab.



Fig. 6 Réalisation des forages. Drilling the holes.

the design load. This additional deformation can be calculated using the critical shear crack method.

- N_{si,b,d} is the resistance of the bond due to the adhesive above the shear crack.
- N_{si,p,d} is the limit defined by pulling out a concrete cone towards the crack by the lower anchorage.

Application

With the revamping of the central station square in Berne, the Christoffel pedestrian precinct was completely renovated in 2007. The punching shear strength of the concrete slab supported by columns was inadequate according to the applicable structural concrete code (SIA 262 [1]) and the rearrangement of the square above led to additional loads in specific areas. Therefore, significant strengthening of the slab was required and because of the restrictions in time and space it had to be carried out independently of the renovation works carried out at the surface of the slab

A preliminary study considered different classic strengthening methods like steel braces welded to the columns, heavy steel swords or column extensions using castin-situ concrete. On the practical side, such solutions involve a big effort for their implementation; they require additional fire protection and compromise the soffit of the slab in its aesthetics and l'époque encore en phase finale de développement, a finalement été choisi parce qu'il n'a pas ces inconvénients. Le dimensionnement correct a été effectué selon les indications mentionnées cidessus. Ensuite il est important que le renforcement soit exécuté proprement par du personnel qualifié. Pour éviter de toucher l'armature inférieure de la dalle, celle-ci est détectée et marquée (fig. 5). La profondeur et la direction de forage doivent absolument être respectées, mais en même temps, l'armature de traction au-dessus des colonnes ne doit en aucun cas être endommagée (fig. 6). D'éventuels forages erronés, par exemple dus à des supports de l'armature supérieure, sont à remplir par des tiges raccourcies. La mise en place en étapes peut être requise afin d'assurer la capacité portante à chaque phase de construction (fig. 7). La profondeur de chaque forage, la longueur des tiges scellées et le couple de serrage doivent être retenus dans un protocole parce que le contrôle ultérieur ne sera plus possible quand les tiges seront scellées et que les ouvertures seront fermées (fig. 8) [8].

Conclusion

Lors du réaménagement du passage souterrain «Christoffel» la nouvelle solution pour augmenter la résistance au poinçonnement par de l'armature collée a fait ses preuves et s'est avérée économique. Depuis, un nombre considé-

utilisation. The area supporting the slab is increased by the above methods, but at the same time, the area where the main deformation of the slab occurs is also extended outwards where the mode of failure remains brittle and, moreover, the anchorage length of the tensile reinforcement over the column is reduced. Strengthening with post-installed punching shear reinforcement was the finally selected method mainly because it overcomes the drawbacks mentioned before. The design was performed taking into account the above considerations.

During implementation it is important that the strengthening is carried out properly and by qualified workforce. The drilling depth and direction need to comply exactly with the specification, while at the same time causing damage to the tensile slab reinforcement must be avoided. Incomplete drill holes, caused e.g. by hitting supports of the upper reinforcement, were filled with blind anchors of adapted length. The drilling and installation work was performed in stages in order not to compromise the strength of the slab during construction. A protocol was established to document the depth of each drill hole, the length of the installed strengthening bars and the tightening torque, because it is not possible to check this data once the bars have been installed and the openings are closed [8].



Fig. 7

Installation des têtes d'ancrage inférieures. Installation of the lower anchorage heads.



Fig. 8

Face inférieure de la dalle après installation des armatures et de la protection anti-feu.

Soffit of the slab after installation of the shear reinforcement and the fire protection.

Références / References

[1] Normes SIA 162 (1956), SIA 162 (1968), SIA 162 (1989) et révision partielle (1993), SIA 262 (2003). Société des ingénieurs et des architectes suisse, Zurich.

[2] Documentation SIA D0226; Sécurité structurale des parkings couverts, Société des ingénieurs et des architectes suisse, Zurich 2008.

[3] Handbuch der Befestigungstechnik: Nachträglich installierte Durchstanzbewehrung Hilti HZA-P. Hilti Aktiengesellschaft, Schaan, 2009. [4] G. Hassanzadeh; Förstärking av brobanplattor på pelaremed häsyn till genomstansning «Redovisning av provningar». KTH Institutionen för byggkonstruktion, TRITA-BKN, Rapport 41, Stockholm, 1996. [5] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. Kunz; Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken. Bauingenieur 12-2008, pp. 503–511. Springer-VDI Verlag, Berlin, 2009.

[6] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Kunz; Strengthening of Flat Slabs against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement. Accepted for publication in ACI Structural Journal.

[7] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz; Design Method for Post-Installed Punching Shear Reinforcement with Hilti Tension Anchors HZA. Report 06-A01-R2. Lausanne, 2009.

[8] J. Kunz, M. Diggelmann, A. Muttoni; Decken-Verstärkung gegen Durchstanzen. der bauingenieur 6/2008. Documedia Schweiz.

Conclusion

Strengthening flat slabs with post-installed shear reinforcement has been proven to be an efficient and economic method in the renovation of the Christoffel pedestrian precinct. Since then, a considerable number of structures have been strengthened with this method, mainly parking decks but also floor slabs and column foundations. The method was not only applied in renovation projects but it has also been appreciated as an economic solution in new constructions where shear reinforcement was under-designed, laid out in the wrong location or simply forgotten before pouring the concrete. Thus, postinstalled shear reinforcement is establishing itself as a new standard method to strengthen flat slabs against punching shear. It is supported by a clear design concept and a range of tools that ensure the proper installation on site.

rable d'ouvrages a été renforcé par cette méthode, surtout des parkings souterrains, mais aussi des dalles de bâtiments ou des fondations de colonnes. Il ne s'agit pas seulement de projets de rénovation, mais la méthode est également très appréciée lors de constructions neuves guand l'armature d'effort tranchant a été oubliée ou mal placée avant le coulage du béton. Ainsi cette nouvelle méthode de renforcement des dalles de béton par de l'armature de poinçonnement collée est en train de s'établir comme une méthode standard, soutenue par une méthode de dimensionnement claire ainsi que par une gamme de produits qui permet l'installation propre des armatures.

Auteur/Author Jakob Kunz Dr ès sc. techn, ing. civil dipl. EPFL Hilti Aktiengesellschaft FL-9494 Schaan jakob.kunz@hilti.com

Ultrahochfester Faserbeton verbessert Betonbauten Ultra-high performance fiber-reinforced concrete improves concrete structures

Eugen Brühwiler

Einleitung

Ultra-hochleistungsfähige Faserbetone (UHFB) zeichnen sich im Vergleich zu herkömmlichen Betonsorten durch eine hohe Dichtigkeit, hohe Zug- und Druckfestigkeiten sowie eine Rissfreiheit bis zu Verformungen von 1,5 bis 2,5‰ aus. Damit können gleichzeitig tragende und wasserdichte UHFB-Schichten von 30 bis 60 mm Stärke auf jene Bereiche aus herkömmlichem Stahlbeton aufgebracht werden, die durch starke Umwelteinflüsse (z. B. Einwirkung von Tausalzen) oder hohe Kräfte stark beansprucht sind. Dabei ist es vorteilhaft, UHFB mit Betonstahl in der Hauptbeanspruchungsrichtung zu bewehren, um so einen bewehrten UHFB zu erhalten, der mit Stahlbeton kombiniert werden soll. Der hochwertige Baustoff kann so die Schwachpunkte der Betonbauweise ausmerzen und Betonbauteile verbessern. Ein zusätzlicher Vorteil besteht darin, dass das Bauwerk verstärkt werden kann, ohne dass es zu einer Erhöhung des Eigengewichts kommt. Verstärkungen anderer Bauteile können so vermieden werden. Die nachfolgenden Beispiele von Anwendungen zeigen das Potenzial dieser neuartigen Bauweise auf.

Forschung an der ETH Lausanne

Seit rund zehn Jahren befasst sich die ETH Lausanne mit der Thematik des Einsatzes von UHFB für die Instandsetzung und Veränderung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton, insbesondere von Brücken. Dabei wird vor allem das Verbundverhalten zusammengesetzter Querschnitte aus UHFB und Stahlbeton untersucht (Fig. 1). Die Forschungsergebnisse zeigen, dass sich UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteile monolithisch ver-

Introduction

Compared with conventional concrete, Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC) is chacterized by its low permeability, high tensile and compressive strengths as well as its delayed crack formation up to deformations of 0.15 to 0.25%. These properties enable UHPFRC to be cast as both a thin 30 to 60 mm load-bearing and a waterproofing layer on surfaces of reinforced concrete structures. This method strengthens those zones of conventional reinforced concrete that are subjected to severe environmental exposure (e.g. action of deicing salts) or high mechanical loads. It is advantageous to reinforce UHPFRC overlays with steel reinforcing bars in the main direction of loading. This way, a composite member is obtained from the combination of a steel bar-reinforced UHPFRC and reinforced concrete. Weak zones of reinforced concrete elements can thus be eliminated with this high quality material and the concrete structure can be improved in terms of durability and load resistance. An additional advantage is that a structural element can be strengthened without increasing its dead weight, thus avoiding further strengthening of other elements. The examples of applications presented herein demonstrate the potential of this novel construction method.

Research at the EPFL

The research at the EPFL on the use of UHPFRC for the rehabilitation and modification of existing concrete structures, in particular concrete bridges, has been conducted for more than 10 years. The focus of this research is on the composite behaviour of members consisting of UHPFRC and reinforced concrete (RC) (Fig. 1).



Fig. 1

Konzeptidee: Verbundquerschnitte aus UHFB und Stahlbeton.

Conceptual idea: composite section consisting of UHPFRC and reinforced concrete.

halten. Im Gebrauchszustand vergrössert die UHFB-Schicht die Steifigkeit des Verbundbauteils, und die UHFB-Schutzschicht wirkt wie eine Abdichtung gegenüber Wasser- und Chlorideintritt. Der Tragwiderstand des Verbundbauteils kann mit bewehrtem UHFB deutlich gesteigert werden. Ausserdem lassen sich das zeitabhängige Verhalten und das Bruchverhalten von UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteilen mit Modellen zuverlässig vorhersagen.

Anwendungsbeispiele bei der Instandsetzung

Bei den nachfolgend beschriebenen Anwendungen [1-3] wurden verschiedene UHFB-Mischungen eingesetzt, die sich je nach Anforderungen an die Verarbeitbarkeit und mechanischen Eigenschaften im Zementgehalt (im Bereich von 1000 bis 1400 kg/m³), Fasergehalt (im Bereich von 3 bis 6 Vol.-%) und Hochleistungsverflüssiger unterschieden. Die Mischdauer in herkömmlichen Betonmischern war verglichen mit Beton deutlich länger. Auf der Baustelle wurde die Betonoberfläche jeweils mit Hochdruckwasserstrahlen und in einem Fall mit Sandstrahlen vorbereitet. Damit konnte - ohne mechanische Verbindungselemente - ein genügender Verbund für ein monolithisches Tragverhalten der



Fig. 2

Konzept der Instandsetzung und Verbreiterung der Strassenbrücke. Concept of the rehabilitation and widening of the bridge.

The research results show [1] that UHPFRC-RC composite elements in flexure behave monolithically. The UHPFRC layer increases the stiffness of the composite elements under service conditions. Furthermore, it acts as a waterproofing layer and a protection layer against chloride ingress. The resistance of the composite elements can be increased significantly using reinforced UHPFRC. Additionally, this research has enabled the development of models to reliably predict the time-dependent and fracture behaviour of UHPRC-RC composite elements.

Examples of application for rehabilitation

In the following applications [1–3], several UHPFRC mixes have been used depending on the requirements regarding workability and mechanical properties, including different cement contents (in the range of 1,000 to 1,400 kg/m³), steel fibre contents (in the range of 3 to 6 vol.-%) and superplasticizers. The mixing duration in conventional concrete mixers was significantly longer than for concrete. On the construction site, concrete surfaces were prepared by high pressure water jet and in one case by sand blasting. In this way, sufficient bond was obtained (without mechanical connectors) for the monolithic load-carrying behaviour of UHPFRC-RC elements. The self-compacting UHPFRC was cast on site in a relatively short time. Rather homogeneous fibre distribution was obtained.

The first application of the method was in 2004 for the rehabili-

UHFB-Stahlbeton-Verbundbauteile erreicht werden. Der selbstverdichtende UHFB wurde mit üblicher Gerätschaft in vergleichsweise kurzer Zeit eingebaut. Dabei ergab sich jeweils eine in der Fläche gleichmässig verteilte Faserausrichtung.

In der ersten Anwendung wurde eine rund 50-jährige Balkenbrücke mit einer Spannweite von 10 m im Jahre 2004 gemäss dem in Fig. 2 dargestellten Konzept mit UHFB instandgesetzt und verbreitert [2]. Diese Anwendung beinhaltete viele der in der Schweiz typischen Problemstellungen einer Instandsetzung von Strassenbrücken aus Stahlbeton - d.h. durch Chloride verursachte Korrosionsschädigung der Randabschlüsse und der Oberseite der Fahrbahnplatte – und die Arbeiten mussten unter Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs ausgeführt werden. Der UHFB wurde nur in denjenigen Bereichen des Bauwerks eingesetzt, die neu den höchsten Beanspruchungen (Expositionsklassen XD2, XD3) dauerhaft standhalten werden. Der selbstverdichtende UHFB konnte ohne Schwierigkeiten in einem örtlichen Fertigbetonwerk hergestellt und auf der Baustelle durch eine örtliche Bauunternehmung unter Verwendung üblicher Geräte eingebaut werden. Die Baukosten waren vergleichbar mit den geschätzten Kosten für eine herkömmliche Lösung, die Bauzeit aber deutlich kürzer.

Die Leitmauern einer Autobahnbrücke wurden im September 2006 mit einer 30 mm dicken UHFB-Schicht beschichtet, um eine möglichst dauerhafte Leitmauer zu erstellen, denn aus

tation and widening of a 50-year old road bridge (Fig. 2). This application involved most of the typical issues related to the rehabilitation of RC road bridges in Switzerland, e.g. chloride-induced rebar corrosion of the upper surface of the deck slab and of the kerbs. The construction work had to be executed while maintaining the road traffic. A UHPFRC layer was only applied to severely exposed zones (classes XD2, XD3). This application has improved the durability of the latter. The self-compacting UHPFRC was fabricated in a local ready-mix plant and cast at the construction site by a local contractor using conventional equipment. The construction costs were similar to the estimated cost of a conventional solution. The duration of the construction site was significantly shorter.

In September 2006, the crash barrier walls of a highway bridge were covered with a 30 mm thick UHPFRC layer. The aim was to improve their durability in order to avoid future rehabilitation that would lead to high user costs. The UHPFRC coating served solely as protection layer. The self-compacting fresh UHPFRC mix facilitated its vertical casting in the narrow, 30 mm wide hollow space between the formwork and the RC surface over a height of 120 cm.

In the spring of 2007, a severely corrosion-damaged bridge pier located in the middle of a busy highway was rehabilitated by wrapping the pier with prefabricated panels made of UHPFRC as a protection shield against water and chloride ingress (Fig. 3). Due to the limited access to the bridge pier, prefabrication turned out to be the best option. After the removal of the chloride-contaminated concrete, the 40 mm thick, 4 m high, prefabricated elements were mounted on the pier. The joints were sealed with a twocomponent epoxy resin glue. The hollow space behind the UHPFRC shield and the existing RC was filled with a self-compacting mortar.





Fig. 4 Giessen des UHFB auf die Hochbaudecke. Casting the UHPFRC on the slab of the building.

Fig. 3 UHFB-Schutzschicht mit vorfabrizierten Elementen. UHPFRC protection layer using prefabricated panels.

betrieblichen Gründen wäre eine neuerliche Instandsetzung nur unter sehr grossem Aufwand möglich. Die aufgebrachte UHFB-Schicht hat allein eine Schutzfunktion. Das vertikale Einbrindes selbstverdichtenden gen Frisch-UHFB in den 3 cm schmalen Hohlraum zwischen Schalung und der Oberfläche der Leitmauer aus herkömmlichem Stahlbeton erwies sich auch über eine Höhe von rund 120 cm als gut machbar. Im Frühjahr 2007 wurde ein durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion beschädigter Brückenpfeiler mitten in einer stark befahrenen Autobahn instandgesetzt, indem der Pfeiler mit vorgefertigten Elementen aus UHFB einen dauerhaften Schutzschild gegen das Eindringen von Chloriden und Wasser erhielt (Fig. 3). Wegen der begrenzten Zugänglichkeit des Brückenpfeilers erwies sich die Vorfabrikation als vorteilhaft. Nach dem Abtrag des mit Chloriden verseuchten Betons wurden die einzelnen, 40 mm dünnen und 4 m hohen UHFB-Panels montiert und mit einem Zwei-Komponenten-Epoxy-Kleber verbunden; der Hohlraum hinter dem «UHFB-Schild» und dem bestehenden Pfeiler wurde mit

In the autumn of 2007, the 50year old RC garage floor slab of a fire station was strengthened by replacing the slab's 40 mm thick non load-bearing mortar overlay with a layer of UHPFRC reinforced with rebars (Fig. 4). There are many advantages of this external reinforcement. Firstly, the additional load-bearing UHPFRC layer increases the effective slab thickness that provides a smoother distribution of wheel loads. Next, the high tensile strength of the UHPFRC and steel combined with an increase in the static height of the slab improves the slab's strength. Finally, the reinforcement is made possible without adding to the slab's dead weight. The construction costs were considerably less than those of the initially planned replacement of the slab. Furthermore, by avoiding the restriction on the utilization of the building, the user costs were significantly reduced. In September 2008, the deck slab of a historic road bridge in a small village was rehabilitated and strengthened by adding а UHPFRC layer with rebars as an overlay with both the protection and load bearing functions (Fig. 5). The fresh UHPFRC was fabrieinem selbstverdichtenden Mörtel verfüllt.

Eine 50-jährige, befahrbare Hochbaudecke aus Stahlbeton eines Feuerwehrgebäudes wurde im Herbst 2007 verstärkt, indem eine 40 mm starke bewehrte UHFB-Schicht als Ersatz des vorhandenen Überzugs aufgetragen wurde (Fig. 4). Die zusätzliche Schicht aus UHFB erhöhte die tragende Deckenstärke, was eine gleichmässigere Verteilung der Radlasten, eine grössere statische Höhe sowie eine erhöhten Tragwiderstand durch den hochfesten Baustoff unter Beibehalten der ständigen Lasten bedeutete. Die Baukosten erwiesen sich als deutlich geringer als der ursprünglich vorgesehene Ersatz der Decke. Zudem konnten die Beeinträchtigungen des Betriebs und damit die Nutzerkosten beträchtlich reduziert werden.

Die Fahrbahnplatte einer Brücke von hohem kulturellem Wert, die dem Strassenverkehr in einem kleinen Dorf dient, wurde im September 2008 instandgesetzt und verstärkt, indem eine bewehrte UHFB-Schicht für die Wiederherstellung der Trag- und Schutzfunktion aufgebracht wurde (Fig. 5). Der frische UHFB wurde in einer



Fig. 5 Einbau des UHFB auf die Fahrbahnplatte. Placing of the UHPFRC on the bridge deck slab.

cated in a nearby ready mix plant, transported by trucks to the construction site and placed by a local contractor. A driveable UHPFRC surface was realised by spreading gravel grains on the surface of the freshly cast UHPFRC.

The application carried out in July 2009 in Slovenia concerned a UHPFRC protection layer for the deck slab and the kerb of a 65 m long road bridge. A UHPFRC mix used local raw materials. This mix exhibited a thixotropic behaviour; thus it was possible to cast the UHPFRC along a longitudinal slope of 5%. The construction costs were lower than the estimated costs of a conventional rehabilitation.

Further applications for the improvement of existing concrete structures, in particular of bridges, are under study or shortly before realisation.

Composite construction for new structures

Does it make sense to build concrete structures with cross sections made of one type of concrete? Thinking about how the various zones of a structure are exposed, one soon concludes that the use of essentially the same concrete cannot be efficient. Composite construction using high quality materials for zones nahe gelegenen Betonzentrale hergestellt, mit Lastwagen angeliefert und von einer örtlichen Baufirma eingebaut. Durch Einstreuen von Kieskörnern auf die frisch eingebaute UHFB-Schicht wurde eine direkt befahrbare UHFB-Fahrbahnfläche hergestellt.

Die im Juli 2009 in Slowenien ausgeführte Anwendung betrifft eine UHFB-Schutzbeschichtung der Fahrbahnplatte und Randabschlüsse einer 65 m langen Strassenbrücke. Es wurde eine UHFB-Mischung mit örtlich vorhandenen Ausgangsstoffen hergestellt. Diese Mischung verhielt sich thixotrop, und es konnte so ein Längsgefälle von 5% realisiert werden. Die Baukosten waren kleiner als die geschätzten Kosten für eine herkömmliche Instandsetzung.

Weitere Anwendungen zur Verbesserung bestehender Betonbauten, insbesondere von Brücken, sind in Bearbeitung oder stehen vor der Ausführung.

Mischbauweise mit UHFB für den Neubau

Ist es sinnvoll, Stahlbetonbauten über ihren ganzen Querschnitt aus demselben Beton herzustellen? Wenn man sich überlegt, welche Bereiche wie beansprucht sind, kommt man zum Schluss, dass die Verwendung nur einer Betonqualität nicht effizient sein that will be severely exposed to deteriorating actions remains a novel concept in the design of concrete structures. The idea implies improving the well known weak points of a structure by using UHPFRC.

The project for a new two-span road bridge overpass [3] follows this basic idea. UHPFRC is used for the severely exposed zones including the upper surface of the deck slab, the kerb and walkway overlay elements as well as the zone above the intermediate support (Fig. 6). All other parts of the bridge structure are in conventional reinforced and prestressed concrete as they are subjected to only moderate exposure. The estimated time required to build the bridge superstructure is only 30 days.

The prefabricated post-tensioned main girders are first aligned at the construction site. Next, the space between the girders over the middle pier is filled with UHPFRC, joining the girders while at the same time creating a UHPFRC hinge over the pier. Then a layer of UHPFRC is cast to connect the prefabricated girders along the longitudinal joints and to provide a 30 mm thick waterproofing layer over the whole

Referenzen/References

[1] E. Brühwiler, E. Denarié; Advanced rehabilitation of concrete bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Structural Concrete in Switzerland, Report of the Swiss fib Group, published at the 2nd fib Congress in Naples, June 2006, pp. 172–175.

[2] E. Brühwiler; Rehabilitation of bridges using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. Proceedings, New York City Bridge Conference, August 17 – 18, 2009.
[3] E. Brühwiler, E. Denarié, C. Oesterlee; Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton. VSS-Bericht, Forschungsauftrag AGB 2005/004, VSS Zürich, Januar 2010.

[4] E. Brühwiler, E. Fehling, K. Bunje, E. Pelke; Design of an innovative composite road bridge combining reinforced concrete with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings, IABSE Symposium "Improving Infrastructure Worldwide", Weimar, September 2007.





Brückenquerschnitt in Mischbauweise und Detail über Mittelauflager. Bridge cross section in composite construction and detail over intermediate support.

kann. Die Mischbauweise, bei der edlere Baustoffe in stark beanspruchten Bereichen eingesetzt werden, ist ein neuartiges Konzept im Betonbau. Die Idee besteht darin, die als Schwachpunkte bekannten Bereiche eines Bauwerks mit UHFB zu verbessern.

Fig. 6

Als Beispiel dient das Projekt für den Neubau einer zweifeldrigen Autobahnüberführung, die nach dem Prinzip entworfen wurde [4], UHFB einzig in den stark exponierten Tragwerksbereichen einzusetzen, d.h. an der Oberseite der Fahrbahnplatte, an den Brückenkappen sowie im Bereich des Auflagers über dem Mittelpfeiler (Fig. 6). Alle anderen Teile des Brückentragwerks bestehen weiterhin aus herkömmlichem Stahlbeton, denn diese Teile sind einer nur mittleren Exposition ausgesetzt. Das Bauprogramm für den Überbau sieht eine Dauer von nur 30 Tagen vor.

Die vorfabrizierten Spannbetonträger werden zunächst auf der Baustelle montiert, und der Raum zwischen den Trägern über dem Mittelauflager wird mit UHFB aufgefüllt, wobei gleichzeitig ein UHFB-Gelenk hergestellt wird. Danach werden die Längsfugen zwischen den vorfabrizierten Trägern mit UHFB ausgegossen, und es wird eine 30 mm dicke UHFB-Schicht als Abdichtung der gesamten Fahrbahnplatte hergestellt. Die Brückenkappenelemente werden in UHFB vorfabriziert und auf der Fahrbahnplatte mit einem Epoxykleber befestigt. Schliesslich wird der Strassenbelag eingebracht. In diesem Beispiel wird UHFB in unterschiedlichen Mischungen als Ortbeton

upper surface of the deck slab. The kerb elements are made of prefabricated UHPFRC elements that are glued to the upper surface. Finally, the road surfacing is placed over the UHPFRC layer. This construction requires different UHPFRC mixes adapted for use at the construction site and in the prefabrication plant.

Conclusion

The exceptional properties of UHPFRC enable novel solutions for the durable rehabilitation and construction of concrete structures. The structural behaviour under service conditions, the load-bearing capacity and the durability can be significantly improved. The application under site conditions and using standard equipment for concrete manufacturing show that this technology is ready for a wide range of applications.

Although the material costs of UHPFRC is an order of magnitude higher than that of conventional concrete, more rational construction processes with a shorter duration are possible. This does not necessarily lead to higher construction costs than commonly used concrete construction methods. In addition, the rapid construction and increased durability of structures reduce user costs, and smaller life cycle costs can be expected from the better quality of the UHPFRC concrete composite structure. Furthermore, reduced consumption of resources may also be anticipated by this novel construction method.

und auch in der Vorfabrikation eingesetzt.

Folgerung

Die hervorragenden Eigenschaften von UHFB ermöglichen neuartige Lösungen für die dauerhafte Instandsetzung und Veränderung sowie für den Neubau von Betonbauten. Das Tragverhalten im Gebrauchszustand, der Tragwiderstand und die Dauerhaftigkeit werden deutlich verbessert. Die Anwendungen unter echten Baustellenbedingungen und unter Verwendung der üblichen Gerätschaft zeigen, dass die UHFB-Technologie reif ist für eine breite Anwendung.

UHFB ist in der Herstellung wohl um eine Grössenordnung teurer als herkömmliche Betone, ermöglicht dafür aber rationellere Bauvorgänge von kürzerer Dauer. Dies führt somit nicht unbedingt zu höheren Baukosten als bei der heutigen, herkömmlichen Betonbauweise. Auch sind die Nutzerkosten deutlich geringer. Zudem lassen die qualitativ besseren UHFB-Beton-Verbundbauten erwarten, dass die über die Nutzungsdauer anfallenden Unterhaltskosten wesentlich tiefer sind. Auch kann abgeschätzt werden, dass sich der Ressourcenverbrauch mit dieser neuartigen Bauweise verringern lässt.

Autor/Author

Eugen Brühwiler Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) CH-1015 Lausanne eugen.bruehwiler@epfl.ch

Automatisierte Überwachung von Betonrissweiten einer vorgespannten Betonbrücke Automatic monitoring of crack widths on a prestressed concrete bridge

Roman Berger, Colm O'Suilleabhain

Einleitung

Am Weyermannshaus-Viadukt wurden während den Aufnahmen zur Sanierung der Berner Stadt-Tangente durchgehende Risse im Beton bei den Koppelfugen (Arbeitsfugen) des Hohlkastens festgestellt. Das Bundesamt für Strassen entschied sich für eine vertiefte Analyse zur Abklärung der Rissursachen und des Zustands der Brücke, die mit zerstörungsfreien Methoden durchgeführt werden soll. Dazu wurde ein vollautomatisches Überwachungssystem an der Brücke installiert, das die Veränderungen der Rissweiten infolge kurzfristiger Lasten wie Verkehr und langfristiger Belastungen durch Temperatureinflüsse messen wird. Die Messwerte werden mit Rechenmodellen für den theoretisch ungerissenen und den voll gerissenen Brückenquerschnitt verglichen. Der Zustand der Brückenkonstruktion und die Ermüdungseigenschaften werden anhand der Auswertungen dieser Daten bestimmt. Die Resultate der Stu-

Introduction

On the Weyermannshaus Viaduct in Berne, Switzerland, during inspection for the renovation of the highway bypass cracks were observed in the concrete at the locations of the coupling joints of the prestressing cables (i.e. at the construction joints in the hollow box sections). The Federal Roads Office decided to further analyze and clarify the causes of cracking and the overall condition of the bridge, applying a non-destructive monitoring method. For this purpose, an automatic monitoring system was installed to measure changes in the crack widths due to short-term loading from traffic and also due to long-term influences such as temperature. Comparison of the measured values with those expected on the basis of static calculation models for cracked and uncracked concrete sections, allows the condition of the bridge and its fatigue properties to be determined. The results form the basis for future remedial measures.

die sind die Basis für die Planung zukünftiger Instandsetzungsmassnahmen.

Projektbeschreibung

Das Wissen über die Eigenschaften des Baumaterials Beton ist heute in der Theorie sehr detailliert und ausgeprägt. Die Praxis zeigt indes, dass dies oft «perfekte» Laborverhältnisse und eine fehlerfreie Verarbeitung des Ortbetons voraussetzt. Zusätzliche Effekte, Umwelt-Einflüsse und der Faktor Mensch tragen zum inhomogenen Verhalten des Baustoffs Beton bei.

Bei den gängigen Methoden zur Analyse interner Schäden werden oft die Bewehrung oder die Vorspannkabel freigelegt und Messsensoren, z.B. Dehnmessstreifen appliziert. Diese Anwendungen haben jedoch einen gravierenden Nachteil: Sie schwächen die Brücke zusätzlich im kritischen Querschnitt. Das in diesem Artikel beschriebene Projekt zeigt Möglichkeiten für eine zerstörungsfreie Analyse eines festgestellten Scha-



Fig.1 Weyermannshaus-Viadukt, Bern. Weyermannshaus Viaduct, Berne.

Fig. 2 Rissbild an einer Vorspannkabel-Koppelfuge (© B+S AG, Bern). Cracking at location of coupling joint of prestressing

cables (© B+S AG, Berne).

Fig. 3

Brückenquerschnitt mit Messsensoren für Rissweiten R und Temperaturen T. Bridge cross section with sensors to measure crack width and temperature.

Projct description

Today our theoretical knowledge of the properties of concrete is very advanced, but the basis of concrete design work is, in effect, statistical, assuming laboratory conditions and perfect installation on site. However, in reality other factors, which may have great impact on the designed structure, cannot be neglected. These include environmental effects and perhaps most importantly the human factor. The result is an inhomogeneous behaviour of concrete as a material.

One of the common approaches taken to investigate internal damage is to expose the reinforcement or the prestressing cables locally and gain more information about the condition of the structure by installing measuring sensors, e.g. strain gauges. Such a method, however, has a big disadvantage, because it further weakens the bridge at the critical cross section. The automatic monitoring system Robo®Control used in this project demonstrates how non-destructive testing with the assessment of a concrete structure can be carried out by combining an automatic monitoring system with a static calculation model.

The Weyermannshaus Viaduct, a 942 m long prestressed concrete structure, is part of Berne's bypass motorway (A12 Bern–Fribourg), for which general renovation works are ongoing. An initial detailed visual inspection of the bridge at sections with limited accessibility identified surface cracking of the concrete. The cracks were concentrated at the locations of the coupling joints of the prestressing cables. The presence of these cracks could not be densbilds an einer Brücke. Die Methode basiert auf der Kombination eines automatischen Überwachungssystems Robo®Control mit statischen Berechnungsmodellen.

Der Weyermannshaus-Viadukt ist Teil der A12 (Bern-Fribourg) und der Berner Stadt-Tangente. Diese wird in den nächsten Jahren instandgesetzt. Die Brücke ist 942 m lang und in Längsrichtung vorgespannt. Bei einer zusätzlichen Inspektion an schwierig zugänglichen Stellen in grosser Höhe wurden bei den Koppelfugen auffällige Rissbilder gefunden. Durch diese Inspektion und das Studium der Brückenhistorie liess sich nicht mit Sicherheit sagen, ob die Risse bereits während der Bauphase entstanden waren oder erst später im Betrieb. Daher wurde entschieden, vor der Instandsetzung im Jahre 2010 eine zusätzliche, zerstörungsfreie Analyse durchzuführen, um die Rissursache zu bestimmen. Ausserdem sollte die vorhandene Tragsicherheit der Brücke durch das Messen der Spannungen im Bewehrungsstahl und in den Vorspannkabeln bewertet und die Dauerhaftigkeit bzw. Restlebensdauer der Struktur anhand einer Ermüdungsberechnung definiert werden.

Überwachung der Betonrissweiten

Der Weyermannshaus-Viadukt ist ein Durchlaufträger. Die ursprünglich unabhängigen Trapezquerschnitte der beiden Fahrtrichtungen wurden nachträglich mit vorgespannten Betonelementen in der Mitte verbunden, um die Tragfähigkeit der Konstruktion zu erhöhen. Die Messquerschnitte liegen in den Momenten-Nullpunkten der Längsspannwei-

explained and it could not even be established if they had appeared already at the time of the bridge's construction due to the effect of pretensioning or later during its operational phase. Therefore, the authorities decided to further investigate the overall condition of the bridge, using only non-destructive methods, before starting the general renovation in 2010. The analysis should identify the cause of the cracking and assess the existing safety of the structure by measuring the stresses in the steel tendons, drawing conclusions about the durability and remaining life expectancy of the bridge by means of a fatigue analysis.

Concrete crack width monitoring

Structurally the Weyermannshaus Viaduct is a continuous beam. The originally independent trapezium-shaped sections for the two traffic directions were subsequently connected in the middle using prestressed concrete elements to strengthen the structure. The measuring sections, which during construction formed the construction joints, lie at the points of zero moment in the longitudinal spans. Fig. 3 shows the arrangement of the sensors in the cross section.

The static modelling of the bridge was carried out for both non-cracked and fully cracked concrete sections. The values of crack width obtained with the elastic model give an idea of the magnitude of the values to be expected from in situ measurements. Comparing the values given by the bridge's monitoring sytem and the calculated values should allow one to draw conclu-

Fig. 4 Installation des Computers. Installation of computer.

Fig. 5 Installation eines induktiven Wegaufnehmers. Installation of inductive sensor.

ten, die während der Brückenkonstruktion die Arbeitsfugen bildeten. Fig. 3 zeigt die Anordnung der Sensoren im Querschnitt.

Die Modellierung der Brücke wurde für den ungerissenen und den gerissenen Querschnitt durchgeführt. Die mit dem elastischen Modell berechneten Werte der Betonrissweiten stellen die Grössenordnung der zu erwartenden Messwerte dar. Anhand der Messwerte des an der Brücke installierten Überwachungssystems und des Vergleichs mit den berechneten Werten können Rückschlüsse auf den Zustand der Brücke gezogen werden.

Da die Brücke ansonsten in einem zufriedenstellenden Zustand ist und sich kein auffälliges Verhalten des Bauwerks einstellte, ging man vor dem Projektstart von einer grundsätzlich «gesunden» Brücke aus. Die Berechnungen und Messungen sollen diese Hypothese zerstörungsfrei und kostengünstig bestätigen, sodass sich teure Instandsetzungsmassnahmen, wie eine externe Vorspannung der Brücke, vermeiden lassen.

An drei ausgewählten Koppelfugen wurden 16 induktive Wegaufnehmer an das voll automatische, ferngesteuerte Überwachungssystem angeschlossen. Diese Sensoren haben eine Toleranz von 0,0001mm, sind temperaturkompensiert und resistent gegen Verschmutzung und magnetische Störungen. Zwei Meteostationen sions regarding the structure's overall condition.

Since otherwise the bridge has a satisfactory condition and no extraordinary behaviour of the structure was observed, it was assumed at the start of the project that the bridge as a whole was "healthy". The analyses and monitoring were expected to confirm this hypothesis in a relatively easy and economical way, without destroying any parts of the concrete sections. Failing to verify the safety of the bridge could result in having to implement expensive rehabilitation measures such as external prestressing cables.

The installed remote-controlled monitoring system includes 16 inductive displacement sensors, situated at three coupling joints. These sensors have a tolerance of 0.0001 mm, are temperature-compensated, and are very resistant to contamination and to magnetic influences. Additionally, weather conditions are monitored using four temperature sensors, which were drilled into the concrete, and two meteorological stations measuring the temperature and humidity of the air. The measurement frequencies can be varied up to a maximum of 500 Hz. A preliminary analysis of the data can be programmed to filter the data output and to ensure an adequate data supply while limiting transmission costs. All system adaptations can be controlled from the engineer's office.

zeichnen die Temperatur und die Feuchtigkeit der Luft auf, zusätzliche vier Temperaturfühler wurden in den Beton eingebohrt. Die Messfrequenz kann an die Bedürfnisse des Messprogramms angepasst werden und maximal 500 Hz betragen. Auf dem Computer können Daten-Voranalysen programmiert werden, sodass nur gefilterte Werte über GSM übertragen werden. Alle Anpassungen des Systems können aus dem Back-Office vorgenommen werden.

Kalibrierung des Überwachungssystems

Um eine Systemkalibrierung durchführen zu können, mussten einzelne Fahrbahnen der Autobahn für einige Stunden gesperrt werden. Die Messquerschnitte wurden mit einem vorher gewogenen Lastwagen mit verschiedenen Geschwindigkeiten bis maximal 80 km/h überfahren. Die Variation der Geschwindigkeit hat infolge des Massenverhältnisses zwischen der massiven Konstruktion der Brücke und dem «leichten» 40-Tonnen-Lastwagen keinen Einfluss auf die Rissweitenöffnungen. Die ersten Vergleiche der Messresultate vor Ort mit den vorausberechneten Rissweitenöffnungen waren äusserst positiv. Fig. 5 zeigt einen Vergleich des Messschriebs mit der berechneten Einflusslinie aus dem elastischen Modell für die Rissweitenöffnung.

Verkehrsmessungen während einer Woche

Während einer Woche wurde der Einfluss des normalen Verkehrs auf die Brücke gemessen. Die Messungen bestätigten, dass Personenfahrzeuge die Rissweiten kaum beeinflussen und dass der Schwerverkehr vergleichbare Messwerte zu den Kalibrationsfahrten liefert. Die Resultate zeigen also eine direkte Korrelation zwischen den absoluten Werten der Rissweitenöffnung und dem Gewicht der Lastwagen. Damit können nun potenziell ermüdungswirksame Ereignisse herausgefiltert und gezählt werden. Eine Einteilung in verschiedene Klassen sowie die

Calibration of the monitoring system

To facilitate calibration of the system some lanes of the motorway had to be closed to traffic for a number of hours. A truck with a known weight passed over the critical sections of the structure at different, predefined speeds of up to 80 km/h. As expected, variation of the speed had no influence due to the mass ratio between the 40 t single truck and the massive concrete structure.

The first comparison of the measured values with the pre-calculated crack widths from the static model showed an excellent correlation between the model and the measured values. This correlation is shown in Fig. 5 for the plot of the measuring record and the calculated influence line based on the elastic model for crack width opening.

Short-term analysis of the impact of traffic loading

The effects of normal traffic on the bridge structure were measured over a period of one week. The results of this analysis showed that light vehicles (motor cars) had hardly any effect on crack widths and that for heavy vehicles the measured values compared well with those in the calibration tests. They showed a direct correlation between the absolute values of crack width and the weight of the heavy vehicle. Therefore the measured data can easily be used for the fatigue assessment of the structure - the number of peaks in the crack width measurements can be used to determine the number of heavy trucks that are effective regarding the fatigue properties of the structure. Classification and the presentation of results in the form of histograms permits a more detailed analysis of the remaining life expectancy of individual structural components.

Long-term measurement of temperature effects

Finally, long-term measurements were carried out over a one year period, ending in summer 2010,

Fig. 6

Rissweitenöffnung während der Kalibrierung (grosses Bild) und berechnete Einflusslinie der Rissweitenöffnung aus elastischer Modellierung (oben links) [© B+S AG, Bern].

Crack width measurement during system calibration (main graph), demonstrating excellent correlation with calculated influence line of static model (inset graph) [©: B+S AG, Berne].

Darstellung in Histogrammen ermöglicht dann eine weitere Analyse der Restlebensdauer einzelner Bauteile.

Langzeitmessungen zeigen Temperatureinflüsse

Die Dauer der Langzeitmessungen wurde auf ein Jahr festgelegt, um den gesamten Temperaturbereich aller vier Jahreszeiten abzudekken. Diese Messperiode läuft zurzeit noch und wird im Sommer 2010 abgeschlossen. Die Temperatureinflüsse stellen sich im Gegensatz zur dynamischen Belastung durch Verkehrsteilnehmer langsam ein. Demzufolge konnte die Datenauswertung (Übertragung von ausgewählten Werten in einem 5-Minuten-Intervall) optimiert werden, um die Übermittlungskosten via GSM zu senken. Die Daten werden auf einen Server geladen und stehen per Internet den Ingenieuren und Behörden zu Auswertungszwecken zur Verfügung. Die Steuerung des Systems und die Auswertung der Brücke erfolgt somit in Echtzeit aus dem Büro, ohne zusätzliche Baustelleneinsätze vor Ort.

Alle aufgezeichneten Sensordaten können auch in Excel-Formaten heruntergeladen werden, sodass den Ingenieuren umfangreiche Analysemöglichkeiten zur Verfügung stehen.

to investigate the influence of seasonal temperature variations. In contrast to dynamic loading due to traffic, temperature effects represent a slower process. As a result, the data evaluation, involving the transmission of selected data with a 5 minute time interval, could be optimized, thereby reducing both the energy requirements of the system and, more significantly in this case, the GSM data transmission costs. The data are transmitted to the off-site server and can be accessed in real time via the Internet. All data can be directly downloaded in Excel format for ease of analysis. As a result, the bridge can be completely monitored from the office, reducing greatly the effort and expense associated with manual operation.

A comparison of the data from the short-term measurements (traffic) and the long-term measurements (temperature) shows that temperature effects on the bridge are more important than traffic loading. This may be seen, e.g., when considering sensor R2: the short-term change in crack width due to the passing of a 40 ton truck is 0.06 mm, whereas a temperature change of +27 °C in summer to 0 °C in winter leads to a change on crack width of 0.21 mm (a factor of 3.5).

Fig. 7

Grafische Präsentation der Daten im Internet. Graphical presentation of the data on the Internet.

Beim Vergleich der Messwerte aus den Verkehrsmessungen und den Langzeitmessungen fällt auf, dass der Einfluss der Temperatur auf die Brücke höher ist als die Beanspruchung aus Verkehrseinflüssen. Dies lässt sich am Beispiel des Sensors R2 zeigen: Die kurzfristige Veränderung der Rissweitenöffnung infolge eines durchfahrenden 40-Tonnen-Lastwagens ändert die Rissweite um 0,06mm, während eine Temperaturänderung von +27 °C im Sommer zu 0°C im Winter eine Rissweitenveränderung von 0,21mm ergibt (Faktor 3,5).

Erste Schlussfolgerungen

Die beschriebene Überwachungsmethode erlaubt eine kostengünstige Analyse des Brückenzustands ohne lokale Zerstörung der Brückenstruktur sowie einen Vergleich zwischen den statischen Berechnungen und dem tatsächlichen Bauwerksverhalten.

Tentative conclusions

The monitoring method described above allows a cost-efficient analysis of the bridge condition without destroying its structure as well as a comparison between the static analyses and the actual bridge behaviour.

With the modular and flexible monitoring system it is also possible at a later time to integrate into the investigation additional sensors such as strain gauges and vibrating wire sensors. In this way, a basis can be provided that increases the accuracy and safety of the numerical analysis of an existing structure considerably. Durch den modularen Aufbau des Systems ist es möglich, zu einem späteren Zeitpunkt weitere Sensoren, wie z. B. Dehnmessstreifen und Schwingungssensoren, in die Analyse zu integrieren. Damit können Berechnungsgrundlagen zur Verfügung gestellt werden, die die Genauigkeit bzw. die Sicherheit der rechnerischen Analyse eines bestehenden Bauwerks wesentlich erhöhen.

Autoren/Authors

Roman Berger dipl. Bauingenieur ETH Head of Monitoring mageba SA CH-8180 Bülach rberger@mageba.ch

Colm O'Suilleabhain Bauingenieur BA BAI Business Development Manager mageba SA CH-8180 Bülach cosuilleabhain@mageba.ch

Monitoring mit einem drahtlosen Sensornetz: ein Langzeitversuch an der Storchenbrücke in Winterthur Monitoring with a wireless sensor network: a long-term test on the Stork Bridge in Winterthur

Glauco Feltrin, Masoud Motavalli

Einleitung

Drahtlose Sensornetze sind eine vielversprechende Technologie zum Monitoring von Bauwerken. Die wichtigsten Vorteile drahtloser Sensornetze im Vergleich zu konventionellen, verdrahteten Monitoring-Technologien sind die rasche Installation, die einfache Skalierbarkeit, die geringe Behinderung und die Selbstorganisation. Da die Energieversorgung von drahtlosen Sensornetzen mit Batterien erfolgt, beeinflusst bei längerfristigen Monitoring-Anwendungen der sparsame Umgang mit der Energie die Auslegung, den Betrieb und die Genauigkeit der Ergebnisse. An der Storchenbrücke in Winterthur wird mit einem Langzeitversuch untersucht, ob ein zuverlässiges, datenintensives und hinreichend genaues Monitoring mit drahtlosen Sensornetzen machbar ist.

Drahtlose Sensornetze

Ein drahtloses Sensornetz ist ein Netzwerk aus vielen kleinen Computern, die miteinander kommunizieren und mit Sensoren ausgerüstet sind [1]. Jeder Computer stellt einen Knoten des Netzwerks dar und wird deshalb oft Sensorknoten genannt. Die Hardware eines Sensorknotens besteht aus einem oder mehreren Sensoren mit den zugehörigen Signalkonditionierungseinheiten, einer Digitalisierungseinheit, einer Recheneinheit mit Speichermodulen, einem Funkmodul (Sender und Empfänger) und einer Energiequelle. Die Kommunikation im Netzwerk erfolgt über Radiowellen im MHz- oder GHz-Frequenzbereich. Jedes Netzwerk hat eine oder mehrere Datensenken, welche die Daten in Empfang nehmen.

Introduction

Recently, wireless sensor networks have emerged as a promising technology for structural monitoring. The main advantages of wireless sensor networks compared to conventional wired monitoring technologies are fast deployment, easy scalability, little interference and self-organization. However, since wireless sensor network nodes are battery powered, in medium and long-term monitoring applications the power management of the network nodes influences significantly the design of the hard- and software, the system operation and finally the accuracy of the results. The longterm test on the Stork Bridge in Winterthur has the goal to investigate the feasibility of a reliable, data intensive and accurate monitoring with wireless sensor networks.

Wireless sensor networks

A wireless sensor network (WSN) is a network consisting of many small, intercommunicating computers equipped with sensors [1]. Each small computer represents a node of the network and is commonly called a sensor node. The hardware of a sensor node is built up of one or more sensors and signal conditioning units, an analogue-to-digital converter, a central processing unit with random access and flash memory, a radio transceiver and a power supply. The communication within the network is established using radio frequency transmission. Each WSN has at least one data sink that receives all the data.

Cable removal, however, introduces a serious problem: since the nodes have to be operated with batteries, the power supply is very Die fehlende Verkabelung wirft ein schwieriges Problem auf, da die Sensorknoten mit Batterien betrieben werden müssen, die eine sehr begrenzte Energiequelle darstellen. Beim Auslegen und Betrieb eines drahtlosen Sensornetzes für längerfristige Monitoring-Aufgaben ist daher die Energieeffizienz von ausserordentlicher Bedeutung.

Der Energieverbrauch wird reduziert, indem sehr sparsame Hardware-Komponenten eingesetzt werden, die weniger als 100 mW verbrauchen [1]. Eine weitere Massnahme, um den Energieverbrauch zu zügeln, besteht darin, die Sensorknoten über eine möglichst lange Zeit im sparsamen Schlafmodus oder ganz ausgeschaltet zu betreiben. Dies wird durch ein zyklisches Ein- und Ausschalten der Knoten erreicht (Arbeitszyklus).

Die Kommunikation verbraucht mit Abstand am meisten Energie. Da der Energieverbrauch mit der Potenz der Sendedistanz zunimmt (Exponent grösser als 2), werden drahtlose Sensornetze als Multi-Hop-Netzwerke betrieben [1]. Indem jeder Sensorknoten eine Kommunikationsverbindung nur zu den benachbarten Knoten herstellt, wird die Sendedistanz verringert und der Energieverbrauch gesenkt. Die Daten werden über mehrere Knoten, die als Relay-Stationen operieren, bis zur Datensenke transportiert.

Der Energieverbrauch lässt sich weiter verringern, indem die Rohdaten im Sensorknoten verarbeitet werden, um die Datenmenge, die übertragen werden muss, stark zu reduzieren. Beim Monitoring dynamischer Prozesse, bei dem grosse Datenmengen anfallen, ist dieser Datenverarbeitungs-

Fig.1b

Skizze der Storchenbrücke mit der Lage der Sensorknoten C1 bis C6, des Wurzelknotens C0 und der Basisstation.

Sketch of the Stork Bridge displaying the six instrumented cables (C1 to C6) and the locations of the root node C0 and the base station.

limited. Power saving is therefore of the utmost importance in designing, implementing and operating WSN-based monitoring systems for medium and long-

Schrägseile der Storchenbrücke mit Sensor-

Cable stays of the Stork Bridge with sensor

Fig. 1a

knoten.

nodes.

term monitoring. Energy consumption is reduced by applying ultra low power hardware (sensors, power microcontrollers, radio chips) that consumes less than 100 mW [1]. Another means of reducing energy consumption is to operate the sensor nodes at low duty cycle. The duty cycle describes the fraction of time that a system is in a state with high power consumption. Hence, energy is saved by operating the network in the switched-off state for a significant amount of time.

Communication is the most energy-consuming task. Since the energy consumption increases exponentially with the transmission distance (exponent greater than 2), power can be saved by operating WSNs as multi-hop networks [1]. By establishing communication links only to neighbouring nodes, the data is sent to the data sink through several nodes, which act as relay stations, receiving and forwarding data from adjacent nodes.

Finally, power can be saved by processing the raw data in the node itself with the goal of reduc-

schritt bei Weitem die effektivste Methode, um Energie zu sparen.

Der Langzeitversuch an der Storchenbrücke

Jede Energiesparmassnahme hat jedoch ihre Nachteile. Energiesparende Hardware ist nicht leistungsstark (ein Mikroprozessor mit einigen MHz und wenigen kB Speicherplatz) und bietet eine beschränkte Digitalisierungstiefe (12 Bit Auflösung). Das Multi-Hop- und Arbeitszyklus-Verfahren begrenzen die Bandweite der Kommunikation und erfordern eine hohe zeitliche und operationelle Koordination zwischen den Knoten. Bisher gab es für datenintensive Monitoring-Aufgaben keine Erfahrungswerte zur Leistungsfähigkeit von drahtlosen Sensornetzen in Bezug auf Stabilität, Verfügbarkeit, Energieverbrauch und Datenqualität.

Der Langzeitversuch an der Storchenbrücke soll diese Lücke schliessen. Die Überwachung der Zugkräfte der Seile einer Schrägseilbrücke stellt eine datenintensive Anwendung dar. Die Zugkraft kann mit den Eigenfrequenzen des Seils überwacht werden, die aus den Messdaten ambienter Seilschwingungen berechnet werden.

Das Monitoring-System besteht aus sechs Sensorknoten C1 bis C6

ing the amount of data that has to be transmitted (sending information instead of raw data). When monitoring vibrationbased processes, which produce large samples of raw data, this strategy is the most powerful energy-saving method and is mandatory if a system lifetime of several months should be achieved.

The Stork Bridge test

These power-saving methods, however, have several drawbacks. Low power hardware severely limits the computational resources (typically a micro-processor with a few MHz and kB of memory) and the data acquisition quality (typically 12 bit resolution). Multi-hop and low duty cycle operation limit the communication bandwidth and require a high level of temporal and operational coordination between the nodes. So far, no field experience on the performance of WSNs in terms of system stability and availability, energy consumption, and data quality in data-intensive structural monitoring has been available.

The goal of the Stork Bridge tests was to fill this gap. The dataintensive application is cable tension force monitoring of stay cable bridges. Cable-stayed forces

Fig. 2a Sensorknoten. Sensor node.

Fig. 2b Sensorknoten auf einem Seil montiert. Sensor node mounted on a stay cable.

(Datenquellen), die auf sechs Schrägseilen montiert sind, und dem Wurzelknoten C0 (Datensenke), der sich unterhalb der Brückenplatte befindet (Fig. 1). Ein zusätzlicher Knoten, der als Relay-Knoten dient, verbessert die Kommunikation zwischen den Datenquellen und der Datensenke. Die Knoten C1 bis C6 sind mit einem MEMS-Beschleunigungssensor und einem Temperaturund Feuchtesensor ausgerüstet (Fig. 2).

Die Software, die auf einem Knoten läuft, führt die Messungen gemäss einem Messplan durch, digitalisiert, erfasst und speichert temporär die Messdaten, verarbeitet die Daten, überwacht den Knotenzustand (Batteriespannung, Qualität der Kommunikation usw.), sendet und empfängt Datenpakete und koordiniert und verwaltet die Kommunikation und das Netzwerk [2]. Die ambienten Schwingungen des Kabels werden alle 5 Minuten mit einer Abtastrate von 100 Hz während 5 Sekunden erfasst. Daraus wird eine Eigenfrequenz berechnet. Die Datenreduktion beträgt daher 500 zu 1. Der Wurzelknoten ist mit der Basisstation - einem Industriecomputer - verbunden, die sich im Widerlager befindet und mit Netzstrom versorgt wird. Sie empfängt die Daten vom Wurzelknoten und übermittelt diese über eine UMTS-Verbindung an die Monitoring-Zentrale. Diese befindet sich an der Empa in Dübendorf und speichert alle Daten, die

can be monitored by means of natural frequencies that are computed from ambient cable vibration measurements.

The monitoring system consists of six sensor nodes C1 to C6 (data sources) that are mounted on six cables and the root node C0 (data sink) that is located under the bridge deck (Fig. 1). An additional node is added that operates as a relay node to improve the communication link between the nodes mounted on the cables and the root node. The nodes C1 and C6 are equipped with a MEMS acceleration sensor and a combined temperature and humidity sensor (Fig. 2).

The software running at a node provides the scheduling and execution of the measurement tasks, the signal conditioning and data acquisition for different sensors, the temporary storage of the acquired data, the data processing, the self monitoring (e.g. supply voltage, communication link quality), the reception and forwarding of data packets and the coordination and management of communication and networking [2]. The data processing algorithm computes every 5 minutes a natural frequency from a time series of 500 samples acquired with a sampling frequency of 100 Hz. The data reduction is therefore 500 to 1.

The root node C0 is linked to the base station, an industrial personal computer, that is placed inside the abutment and is powered by das Monitoring-System erzeugt, in einer Datenbank. Die Monitoring-Zentrale erlaubt die Daten zu verwalten, zu exportieren und grafisch darzustellen. Zudem kann über sie das drahtlose Sensornetz aus der Ferne überwacht, konfiguriert und reprogrammiert werden.

Ergebnisse Stabilität und Verfügbarkeit

Vom ersten Betriebstag an war das grösste Problem ein stabiles System aufrechtzuerhalten. Die Software, welche die Datenerfassung, Datenverarbeitung, Zeitsynchronisation, Kommunikation, Energiesparmassnahmen und Aufgabenverteilung in ein Paket integrierte, reagierte sehr sensitiv auf kleine Details, welche die Abläufe regelten. Die Versuche erlaubten die Probleme aufzudecken und zahlreiche Verbesserungen zu entwickeln und zu implementieren, die zu einer höheren Stabilität und Verfügbarkeit führten.

Die Fortschritte sind in Fig. 3a dargestellt, welche die Verfügbarkeit während zweier Versuchsperioden mit einer Dauer von 60 Tagen zeigt. Die durchschnittliche Verfügbarkeit zwischen den zwei Versuchsperioden verbesserte sich von 53% auf 94%. 100% Verfügbarkeit bedeutet, dass keine Daten verloren gehen. Der Datenverlust in der zweiten Versuchsperiode stammt fast ausschliesslich vom Knoten C6, der Wasser gefasst hatte.

Fig. 3a

Systemverfügbarkeit während zweier Versuchsperioden (blaue Kurve: Versuchsbeginn am 23. März 2007, rote Kurve: Versuchsbeginn am 5. November 2009).

System availability of two test periods (blue curve, start day: March 23rd, 2007, and red curve, start day: November 5th, 2008).

Fig. 3b

Abnahme der Batteriespannung mit verschiedenen Arbeitszyklen (duty cycles). Battery voltage loss (power consumption) with different duty cycles.

the mains power supply. The base station receives all the data generated by the WSN and forwards the data to the remote control unit by a UMTS communication link that uses the Internet Protocol.

The remote control unit, which collects all the data and is responsible for its long-term storage, was located at the Empa site in Duebendorf at a distance of 16 km from the Stork Bridge. It implements the data administration, visualization and export tools for the end users and provides interfaces to monitor, configure and reprogram the WSN remotely.

Test results

Stability and availability

From the very first day, the most challenging issue was to achieve system stability. The software that integrated data acquisition, data processing, time synchronization, low duty cycle, task scheduling, etc. into one packet turned out to be very sensitive to many tiny details regulating the various activities. Many improvements have been designed and implemented to increase system stability and availability.

The progress is shown in Fig. 3a, which shows the availability dur-

Energieverbrauch

Fig. 3b zeigt den Abfall der Batteriespannung eines Sensorknotens, dessen Sendeempfänger mit verschiedenen Arbeitszyklen betrieben wurde. Alle anderen Komponenten waren ständig eingeschaltet. Ein Knoten arbeitet korrekt, solange die Batteriespannung grösser als etwa 2,5 V ist. Mit einem Arbeitszyklus von 40% (40% der Periode eines Arbeitszyklus auf voller Leistung) erreichte man eine Lebensdauer von etwa 60 Tagen. Der Betrieb mit einem Arbeitszyklus von 10% erzeugt einen monatlichen Span-

Literatur/References

 R. Bischoff, J. Meyer, G. Feltrin (2009); Wireless sensor network platforms. In Boller, C., Chang, F. & Fujino, Y. (Eds.) Encyclopedia of Structural Health Monitoring. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, UK, 1229–1238.
 G. Feltrin, J. Meyer, R. Bischoff, M. Motavalli (2009a); Long-term monitoring of cable stays with a wireless sensor network. Structure and Infrastructure Engineering.

DOI: 10.1080/15732470903068573. **[3] G. Feltrin, J. Meyer, R. Bischoff, M. Motavalli (2009b);** Modular low-power wireless sensor network for structural health monitoring. In 4th International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-4), Zurich, Switzerland, 22–24 July 2009, on CD. ing 60 days within two test periods. The mean availability between the two test periods increased from 53% to 94%. An availability of 100% means that no data loss occurs. In the last period, the data loss was primarily due to node C6 that trapped water inside the casing.

Power consumption

Fig. 3b shows the drop of battery voltage of a node with different duty cycles of the radio chip. All other node components were switched on all the time. A node operates correctly if the battery voltage is greater than 2.5 V. A node lifetime of 60 days can be achieved with a duty cycle of 40%. Operating a node with a duty cycle of 10%, the voltage drop per month was approximately 0.08 V. This figure provides a node life-time of approximately 180 days (6 months). By reducing the duty cycle to 2% and by switching off the sensor after completion of the data acquisition, a node lifetime well in excess of 250 days (8 months) can be achieved.

Data processing

The natural frequencies were estimated from ambient vibration data recorded with a 10-Euro ac-

Fig. 4

Zeitverläufe der erfassten Eigenfrequenzen der Seile C3, C4, C5, und C6 während 24 Stunden. Die grosse Streuung zwischen 0 und 6 Uhr beruht auf den kleinen Schwingungsamplituden (spärlicher Verkehr).

Time histories of the tracked natural frequencies of the cables C3, C4, C5, and C6 for a period of 24 hours. The more pronounced scattering between 0 and 6 a.m. is due to the low vibration amplitude level caused by the low traffic density.

nungsabfall von 0,08 V. Das ergibt eine Lebensdauer von ca. sechs Monaten. Indem der Arbeitszyklus auf 2% reduziert und der Beschleunigungssensor nach der Datenerfassung abgeschaltet wird, kann die Lebensdauer eines Knotens auf über acht Monate verlängert werden.

Datenqualität

Die Eigenfrequenzen wurden aus Messdaten berechnet, die mit einem Beschleunigungssensor, der 10 Euro kostete, aufgenommen und mit einem Analog-Digital-Umsetzer digitalisiert, der eine Auflösung von 12 Bit aufwies. Die Auflösung der Datenerfassung betrug 1 mg, während die typischen Maxima der Beschleunigungen zwischen 5 und 20 mg lagen. Die Berechnung der Eigenfrequenzen, die auf der schnellen Fourier-Transformation mit Festkomma-Operationen basierte, erfolgte mit einem 4-MHz-Prozessor auf den Knoten und dauerte 0,8 Sekunden. Die Genauigkeit des gleitenden Mittelwerts der Eigenfrequenzen über 24 Stunden war besser als 2% (Fig. 4, [3]).

celerometer and digitalized with 12 bit analogue-to-digital converter. The resolution of data acquisition was 1 mg whereas the typical peak cable accelerations ranged between 5 and 20 mg. The natural frequencies were computed in the nodes with a fixed-point operation fast Fourier Transform algorithm. The computation time on a 4 MHz processor lasted 0.8 seconds. The accuracy of the 24 hours moving average of the natural frequencies was better than 2% (Fig. 4, [3]).

Conclusions

The deployment on the Stork Bridge demonstrates that, by applying low power hardware and energy-saving operation methods, a reliable, data-intensive monitoring with a lifetime of several months can be achieved. The data quality fits the requirements of most structural monitoring applications. Further tests will investigate the potential of additional system optimizations for increasing the performance in terms of reliability, lifetime and accuracy.

Schlussfolgerungen

Der Langzeitversuch an der Storchenbrücke zeigt, dass der Einsatz von energiesparenden Hardware-Komponenten und Betriebskonzepten eine Lebensdauer von mehreren Monaten ermöglicht. Die Datenqualität ist für die meisten Monitoring-Anwendungen des Bauwesens ausreichend. Weitere Versuche sollen zeigen, ob sich mit zusätzlichen Optimierungen die Zuverlässigkeit, Lebensdauer und Genauigkeit verbessern lassen.

Autoren/Authors

Glauco Feltrin Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH Eidgenössische Materialprüfungsund Forschungsanstalt (Empa) CH-8600 Dübendorf glauco.feltrin@empa.ch

Masoud Motavalli

Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH Eidgenössische Materialprüfungsund Forschungsanstalt (Empa) CH-8600 Dübendorf masoud.motavalli@empa.ch