

# Un caso estremo di rinforzo strutturale con precompressione esterna: il ponte sul fiume Gibe in Etiopia

## An extreme case of structural reinforcing by external prestressing: the bridge over Gibe river in Ethiopia

### Introduzione

Il Ponte sul fiume Gibe è ubicato a 185 km da Addis Abeba, lungo l'arteria di interesse nazionale che collega la capitale a Jima, capoluogo della ricca regione agricola del Sud-Ovest.

La strada e le relative strutture furono costruite dagli italiani, negli anni '30; l'attraversamento del fiume Gibe era garantito inizialmente da un ponte ad arco in muratura che, sabotato dagli Inglesi durante la seconda guerra mondiale, fu dagli stessi sostituito con una trave reticolare a via inferiore semplicemente poggiata sulle spalle del ponte preesistente.

Nei primi anni '80 l'attraversamento del Gibe venne spostato di alcune centinaia di metri a monte su di un allineamento più diretto che richiese la realizzazione di un nuovo ponte in cemento armato (Fig. 1) di 4 campate per una lunghezza complessiva di 120,5m. Tale struttura fu però gravemente danneggiata da una bomba durante la guerra civile che precedette la caduta della giunta militare provvisoria negli stessi anni '80.

A seguito del bombardamento, la sezione del ponte crollata è stata ricostruita permettendone nuovamente la transitabilità. I danni della bomba si sono però ripercossi anche sulle altre campate, come spiegato in maggior dettaglio nel seguito, e questi danni non sono stati riparati portando nel tempo ad un progressivo deterioramento dell'impalcato. Il ponte ha continuato quindi ad essere utilizzato, anche se, negli ultimi anni, è stata posta una limitazione al carico transitabile; per i mezzi pesanti si poteva comunque contare sulla trave reticolare posta a poche centinaia di metri più a valle.

Sfortunatamente questa struttura è crollata nel 2006 (Fig. 2) quando un carico fuori sagoma ha impattato sui controventi superiori della trave reticolare instabilizzandone i correnti principali. Tutto il traffico è stato quindi spostato nuovamente sul ponte in c.a. con le medesime limitazioni di prima e carreggiata parzializzata. I mezzi articolati e i veicoli



● Fig. 1 - Il ponte in c.a. sul Gibe.  
● Fig. 1 - The r.c. bridge over the Gibe river.

### Introduction

The Gibe River bridge is located 185 km from Addis Abeba along the National Road connecting the capital to the city of Jima, the largest city in the rich South-Western agricultural region of Ethiopia. The road was built by the Italians in the '30. The crossing of the Gibe river was provided with a masonry arch bridge later sabotaged during World War II and soon replaced with a steel truss girder simply supported on the existing arch abutments.

In the early '80 the crossing was displaced few hundred metres upstream on a more direct alignment that required the construction of a new concrete bridge (Fig. 1) made of 4 spans for a total length of 120.5 m.

Few years after its opening, during the civil war that preceded the fall of the military regime, the bridge was severely damaged by a bomb that severed a full section of the deck.

The missing deck section was recast in situ in the early '90 thus allowing the bridge to be re-opened to traffic. The bomb damages were not fully repaired though, since the extensive cracking and spalling that took place on the adjacent spans could not be tackled at that time. Those damages caused a progressive deterioration of the structure during the subsequent years as the bridge is subjected to heavy traffic around the clock.

Recently, due to increased deck deterioration, load restrictions were enforced diverting lorries and other heavy freight to the downstream truss girder.

Unfortunately, this structure collapsed in November 2006 (Fig. 2) when a dozer carried by a low loader exceeding the maximum clearance crashed into the girder upper bracing causing the whole structure to collapse. The traffic had to be diverted back onto the concrete



● Fig. 2 - La trave reticolare recentemente crollata.  
● Fig. 2 - The trestlework beam that recently collapsed.

Prof. Ing. Marco Petrangeli\*, Ing. Gaetano Usai\*\*, Ing. Eugenio Zoppis\*\*\*, Ing. Marcello Petrangeli\*\*\*\*  
 \* Università "G. D'Annunzio" - Pescara  
 \*\* INTEGRA S.r.l. - Roma  
 \*\*\* Salini Costruttori S.p.A. - Roma  
 \*\*\*\* Tensacciai S.p.A. Milano

pesanti, diretti da Jima alla capitale e viceversa, sono stati costretti ad una lunghissima deviazione (150 km) via Nekempt, causando un grave danno per l'economia della regione e del paese.

Stante la situazione insostenibile, la Road Authority Etiopie (ERA) ha disposto la realizzazione di un nuovo attraversamento che è già in fase di costruzione qualche decina di metri a monte del ponte esistente. La messa in esercizio della nuova opera è prevista non prima di 2-3 anni. La situazione creatasi ha suggerito alla "Salini Costruttori S.p.A.", di offrire alle autorità un intervento rapido di riabilitazione del ponte in c.a. esistente. Questa operazione, condotta completamente a spese della Salini, aveva per altro un interesse strategico anche per la stessa impresa che è attualmente impegnata in 4 grandi progetti idroelettrici nel paese, uno dei quali utilizza l'infrastruttura in oggetto per il trasporto di materiali ed attrezzature.

Il progetto di riparazione come descritto nelle pagine seguenti è stato quindi definito e presentato alle autorità a seguito del sopralluogo condotto dall'Ing. Eugenio Zoppis (responsabile tecnico della filiale Etiopie della Salini) e dal Prof. Marco Petrangeli, per conto della società di ingegneria INTEGRA. I lavori, completati nel giro di 3 mesi, hanno permesso di riaprire al traffico il ponte senza alcuna limitazione di carico. Il costo complessivo dell'intervento, è stato pari a circa 400.000 Euro.

### La struttura del ponte

Il ponte sul Gibe è una struttura in cemento armato ad impalcato continuo, di lunghezza complessiva pari a 120.5 m, diviso in 4 campate: le due di riva di lunghezza pari a 25.25 m e le due centrali di estensione pari a 35 m.

La struttura portante è costituita da 4 travi longitudinali, di larghezza pari a 40 cm e altezza variabile (compresa fra 1.70 m e 3.15 m), connesse trasversalmente dalla soletta superiore, di spessore 18 cm e, ogni 7 m circa, da diaframmi trasversali in cemento armato di spessore pari a 18 cm ed altezza variabile.

La sede stradale presenta complessivamente una larghezza di 9.60 m, inclusi i due marciapiedi laterali da 0.80 m ciascuno.

Le 3 pile, con fondazioni dirette su plinti, sono composte da due fusti a sezione circolare posti ad una distanza di circa 5 m, solidarizzati in direzione trasversale da un diaframma di base alto circa 3 metri e dal pulvino di sommità (Fig. 3).

### La situazione ante-operam: i danni della bomba

Durante il primo sopralluogo del Febbraio 2007 si è subito constatato come i maggiori danni provocati dalla bomba fossero le grandi fessure

*girder with the same load restriction and a reduced carriageway width. The heavier freight had to be rerouted through Nekempt increasing the trip by 150 km along smaller and unpaved roads with severe damage to the country economy.*

*The Ethiopian Roads Authority (ERA) had already assigned to a local contractor the works to build a new bridge a few dozen metres upstream of the concrete girder, but its completion will take a few years; meanwhile the situation was unbearable to the public and local administration that relied on that highway for transport of people and exchange of supplies. Therefore "Salini Costruttori S.p.A." intervened assisting ERA by strengthening the existing concrete bridge at his own expenses.*

*The strengthening solution, as described in the following pages, has been outlined during the site visit of early 2007 by Prof. Petrangeli and Eng. Zoppis and thoroughly presented to ERA that promptly provided the go-ahead for the project. The works that lasted 3 months, with the bridge constantly opened to traffic, required 200,000 Euros of overseas procured technology and services and another 200,000 Euros of local cost (personnel, equipment and materials) for a total cost of 330 Euro per square metre of deck.*

### The Gibe bridge

*The bridge consists of a continuous reinforced concrete deck, 120.5 metre in length, with 4 spans, 35 m the central ones and 25.25 the*



● Fig. 3 - Il ponte sul Gibe.  
 ● Fig. 3 - The bridge over the Gibe river.

a taglio visibili sulle travi a cavallo della Pila 2 (pila centrale) (Fig. 4). Lo scoppio dell'ordigno interruppe infatti la continuità strutturale dell'impalcato a 5 metri circa dalla Pila 3 (lato Jima).

In questa configurazione l'impalcato si è trovato a sbalzo dalla Pila 2 per 25 metri e, sotto l'azione del solo peso proprio e dei permanenti portati, ha dovuto sopportare sollecitazioni molto più gravose di quelle per le quali era stato progettato. Considerando un peso complessivo di 14 t/m, la configurazione a mensola comportò un incremento del taglio di circa 110 t e un incremento di momento flettente di 3000 tm.

La situazione descritta, già gravosa di per sé, non tiene conto di eventuali effetti dinamici che possono aver incrementato lo stato di sollecitazione o introdotto stati tensionali aggiuntivi dovuti alla propagazione dell'onda d'urto.

Questo studio ha trovato ulteriori conferme durante i successivi sopralluoghi quando, grazie all'ausilio di un piccolo *by-bridge*, è stato possibile prendere visione di situazioni puntuali, quale quella della trave laterale (lato monte) nella sezione di appoggio sulla Pila 2 (Fig. 5).

Tale situazione di danneggiamento sarebbe andata aggravandosi per via dell'esposizione delle armature agli agenti atmosferici attraverso le macro-fessure dell'impalcato. Il quadro fessurativo così marcato aveva inoltre provocato una sensibile riduzione dell'aderenza delle barre di armatura in prossimità di tali fessure aggravata dai cicli di carico-scarico indotti dal traffico e dalle deformazioni termiche. Il rischio era quindi quello di una continua riduzione della capacità resistente residua fino a raggiungere il crollo, probabilmente per taglio, anche in concomitanza di carichi pesanti che nottetempo approfittavano della ridotta sorveglianza delle forze dell'ordine per attraversare il ponte.

#### *La documentazione reperita*

La documentazione tecnica che è stato possibile reperire consta di:



● Fig. 4 - Le fessure a taglio sull'impalcato.  
● Fig. 4 - Shearing cracks in the deck.

*lateral ones.*

*The deck cross section is made of an 18 cm thick slab and 4 rectangular beams, 40 cm thick and with a variable depth between 3.15 m over the pier to 1.70 m at midspan. The beams are also connected by 18cm thick diaphragms, 4 intermediate ones each span plus one at each pier.*

*Total deck width is 9.60 m, with 8 m carriageway and a pedestrian kerb on each side.*

*The 3 piers, all with direct foundations on plinths, are made of 2 circular columns, 5 m apart, connected by a pier cap and a lower diaphragm (Fig. 3).*

#### *Ante-Operam situation: damage assessment*

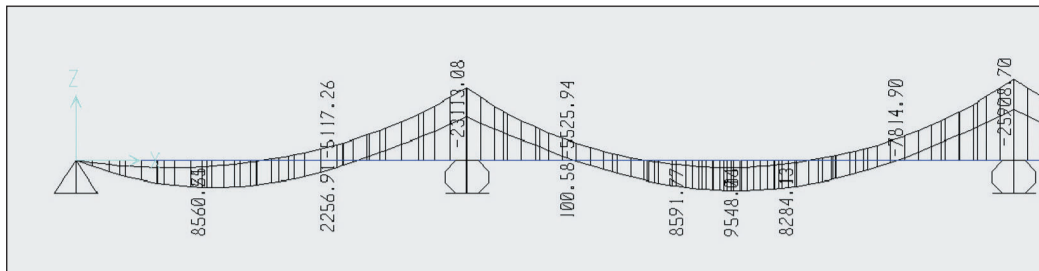
*From a simple visual inspection of the bridge it was clear the major damages were the very wide shear cracks (Fig. 4) at both side of the central pier (Pier 2). These cracks were so wide that they could be easily spotted from the river bed as no by-bridge was available at the time.*

*As said before, the bomb blast severed the deck at 5 m from the lateral pier Jima side leaving the deck cantilevering out 25 m from the central pier.*

*This configuration, under dead load only, is by far the most severe the bridge could have possibly undergone during its whole history. With a deck self-weight of 14 ton/m the cantilever configuration increased the shear on Pier 2 of 110 ton and the bending moment of 3000 ton/m circa with respect to the pre-damage (continuous) configuration. The shear increased on both side of Pier 2 since bending increased the reaction on Pier 2 unloading Pier 1 (Addis side) thus increasing shear*



● Fig. 5 - Danneggiamento delle travi in corrispondenza della pila centrale per eccesso di compressione.  
● Fig. 5 - Damage to the beams at the centre pier owing to excess compression.



● Fig. 6 - Grafico del momento flettente indotto dal peso proprio, dai permanenti portati e dai carichi mobili.  
● Fig. 6 - Graph of the bending moment induced by dead weight, by the permanent borne loads and by the live loads.

- elaborati grafici del progetto originario, con le carpenterie e le armature sia dell'impalcato che delle sottostrutture (1976/77);
- elaborati grafici del primo intervento di riabilitazione finalizzato al ripristino della continuità strutturale (Maggio 1993).

Le proprietà dei materiali, desunte dagli elaborati di cui sopra, sono le seguenti:

- cls  $f_{ck} = 21.1$  MPa
- acc  $\sigma_{adm} = 140.6$  MPa

Sulla base di questi disegni è stato possibile ricostruire le sezioni di verifica più significative. Non è invece stato possibile effettuare una campagna di prove non distruttive in quanto nel paese non si dispone della strumentazione necessaria.

#### Le analisi effettuate sulla situazione ante-operam

Mediante un modello agli elementi finiti sono state determinate le sollecitazioni flettenti nell'impalcato dovute ai pesi propri ed ai permanenti portati e quelle dovute alla combinazione con i carichi accidentali, come da normativa americana AASHTO amplificati del coefficiente dinamico 1.33 (Fig. 6).

Sotto l'azione di tali momenti flettenti, le verifiche condotte al II stadio (calcestruzzo non reagente a trazione), forniscono le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio come riportato nella Tabella 1.

Tali valori, già di per sè elevati al confronto delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, non tengono peraltro conto della perdita di efficienza e resistenza delle sezioni in c.a. per il danneggiamento subito. Nondimeno, tali valori non erano tali da non far temere una rottura di tipo flessionale come anche confermato dalle successive verifiche agli SLU, condotte con le sollecitazioni amplificate come prescritto in normativa. I coefficienti di sicurezza sono infatti pari a circa 1.5 come riportato nella Tabella 2.

Maggiore attenzione merita invece la verifica a taglio agli SLU, condotta secondo le formule suggerite dall'Eurocodice 2 e fatte peraltro proprie dalla vigente Normativa Italiana.

Il taglio massimo agente in corrispondenza delle sezioni adiacenti alla pila centrale, calcolato con un coefficiente moltiplicatore dei carichi unitario, vale circa 100 ton per ciascuna trave.

La resistenza a taglio di ciascuna trave risulta essere pari a 0.6 di tale valore nel caso si trascuri la componente di resistenza dovuta al calcestruzzo e 1.2 nel caso si tenga invece conto di tale contributo.

Nella realtà, le macro fessure passanti su 3 delle 4 travi, hanno senz'altro ridotto molto la capacità del conglomerato di sopportare azioni taglianti anche se le sezioni soggette a flessione hanno sempre una capacità di trasferire taglio attraverso il comportamento attritivo del calcestruzzo in zona compressa.

TABELLA/TABLE 1

#### Tensioni nei materiali (Verifiche al II stadio) Material stress (SLE)

	Momento [kNm] Bending [kNm]	$\sigma_c$ (comp) [Mpa] $\sigma_c$ (comp) [Mpa]	$\sigma_s$ (traz.) [Mpa] $\sigma_s$ (trac.) [Mpa]
Campata laterale (mezzeria) Sagging shoulder span	8560	-4.71	155.60
Campata centrale (mezzeria) Sagging central span	9550	-5.01	154.70
Sezione su pila laterale Hogging lateral pier	-23110	-6.84	143.10
Sezione su pila centrale Hogging central pier	-26000	-7.11	158.10

also on the span from Pier 1 to 2.

The above mentioned values do not take into account dynamic effects which may have increased the cantilever stresses (vertical vibrations) or added additional stresses via other dynamic mechanisms (axial impulse/vibration).

The sharp increase of bending moment over Pier 2 was later confirmed by a closer inspection of the deck (Fig. 5). The beams lower part had a large portion of concrete cover spalled and the reinforcing bars seemingly buckled.

Obviously the damage situation would have deteriorated because of rusting of the reinforcing bars exposed through the macro cracks and concrete cover spalled areas. Apart from a reduction of the net steel area, the resisting mechanisms which are very likely to deteriorate because of rusting and cyclic loading is the bond between rebars and concrete in the vicinity of the macro cracks. Once the cracks widen because of bond deterioration and/or rebar yielding, forces transmitted by aggregate interlock suddenly vanish potentially causing very brittle shear failure with associated collapse of the superstructure. The risk of a similar event in case of heavy loads crossing the bridge was therefore the prime source of concern.

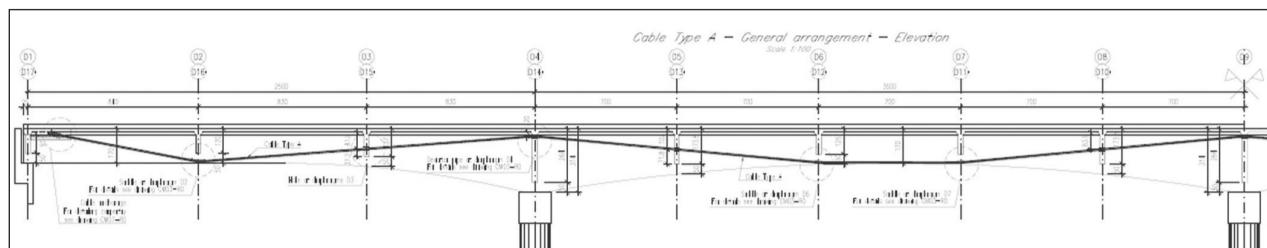
#### Strength assessment: ante-operam

An almost complete set of original drawings of the bridge was kindly provided by ERA, namely:

TABELLA/TABLE 2

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo SLU section bending verification

	Md [kNm] Md [kNm]	Mr [kNm] Mr [kNm]	Coeff. $\gamma = Md/Mr$
Campata laterale (mezzeria) Sagging shoulder span	8560	13380.00	1.56
Campata centrale (mezzeria) Sagging central span	9550	15011.00	1.57
Sezione su pila laterale Hogging lateral pier	-23100	-37626.00	1.63
Sezione su pila centrale Hogging central pier	-25900	-43645.00	1.69



● Fig. 8 - Cavo tipo A.  
 ● Fig. 8 - Type-A cable.

In definitiva l'impalcato aveva un coefficiente di sicurezza a taglio molto basso e sarebbe probabilmente crollato se il carico accidentale avesse raggiunto il valore di progetto (ASSHTO). Il ponte però, per quanto soggetto ad un traffico molto intenso di camion con derrate agricole e autobus per trasporto passeggeri, difficilmente è stato sottoposto alla azione concomitante di più mezzi pesanti incolonnati.

### Il progetto di riabilitazione

Appurata la necessità di rafforzare il ponte esistente sul Gibe nell'attesa che il nuovo attraversamento venga completato, ci si è posti il problema di quale soluzione garantisse la massima efficacia al minor costo.

Il grave quadro fessurativo dell'impalcato e la conseguente modesta riserva di resistenza non permettevano interventi mirati alla semplice ricostituzione dell'integrità strutturale (iniezione delle fessure, riparazioni locali).

La mancanza di attraversamenti alternativi e la funzionalità strategica della strada "Addis Abeba-Jima", impedivano la chiusura completa del ponte stesso se non per intervalli temporali limitati.

Considerato il relativo buono stato di conservazione delle sottostrutture si è quindi ristretta la scelta delle soluzioni possibili a quelle che avessero permesso il rafforzamento dell'impalcato senza interruzione del traffico.

#### L'intervento di rinforzo mediante precompressione esterna

La conformazione geometrica dell'impalcato ha suggerito di mettere in opera un intervento basato sulla precompressione esterna. I cavi di precompressione, opportunamente deviati, assicurano infatti un incremento di resistenza diretto a flessione e taglio ma anche un aumento indiretto di tutte le proprietà meccaniche dell'impalcato, in quanto la precompressione è in grado di ricucire le macro fessure una volta che le stesse siano state opportunamente iniettate.

Si sono in definitiva utilizzati 6 cavi TENSACCAI MTAIE 12T15,2 (12 trefoli da 0.6" standard). Su ciascuna trave insiste, in maniera simmetrica, un cavo per lato eccezion fatta per quelle di bordo che hanno solo i cavi interni. Esternamente non si sarebbe potuto utilizzare i traversi per allocare le selle di deviazione, i cavi sarebbero stati maggiormente esposti agli agenti atmosferici ed infine si sarebbero alterati i prospetti dell'opera.

L'andamento longitudinale dei cavi segue ovviamente l'andamento dei momenti flettenti, con gli stessi posti in prossimità dell'intradosso delle travi principali, nelle zone vicine alla mezzera delle campate ed appena sotto la soletta in corrispondenza delle pile.

- drawings of the original construction dating back to 1976/77 including rebar layout.

- drawing of the repair works performed after the bomb blast (May 1993).

In these drawings, mechanical properties of concrete and steel used in the construction were set as follows:

- concrete characteristic strength  $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$

- steel allowable stress  $\sigma_{adm} = 140 \text{ MPa}$

Based on the above mentioned drawings and material properties section models have been set up and strength verifications performed.

As far as tests are concerned, it was decided not to postpone the strengthening intervention to allow for all the necessary equipment to be shipped from abroad since none of the basic instruments and equipment required for non-destructive test on bridges were available in Ethiopia at the time.

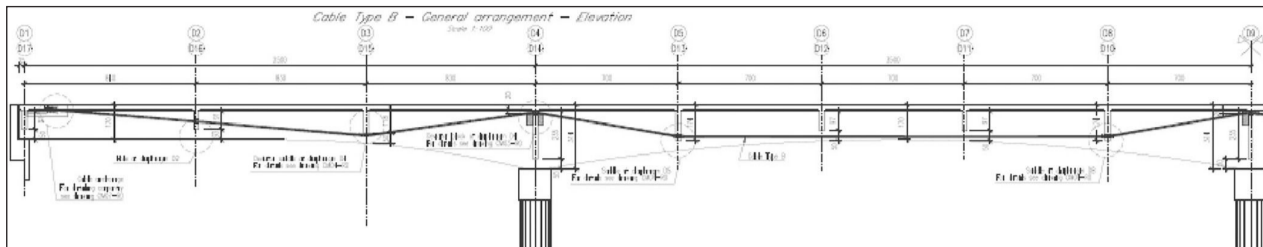
Using a finite element (F.E.) model of the bridge, maximum bending and shear forces due to permanent and live loading (AASHTO) have been calculated (Fig. 6). Stress calculations for the deck based on the maximum bending moments are reported in Table 1. These stresses are calculated using a unit load factor for both permanent and live loading.

The stress level, modest by today's standard, is unsafe for the structure under consideration given the poor quality of concrete and steel. The evaluation should also take into consideration that the above values have been calculated ignoring the damages to the concrete section and the corrosion to the rebars (reduction of resisting area) and assuming perfect bond (plane sections remain plane).

Nonetheless, as far as the flexural resistance is concerned, the bridge had some residual safety margin. This is also confirmed with an Ultimate Limit State (SLU) analysis with factorized loads as summarized in Table 2. Once more, calculation ignored the existing damages, although, apart from some significant spalling, the modest corrosion and loss of bond would not have a significant impact on ultimate bending resistance of the section.

When it comes to shear verifications though, results are significantly different. Maximum shear force calculated with unit load factor is 1010 kN per beam. Shear resistance of each beam is only 60% of this value if the concrete contribution is neglected and 120% of it if concrete shear strength is accounted for. Given the macro crack pattern of at least 3 of the 4 beams, concrete contribution was very likely lower than what norms allow to consider.

The numerical analyses therefore confirmed the shear as the most critical failure mechanism with a narrow safety margin. This safety margin was sufficient to keep the bridge standing only because traffic, although intense, never reached the maximum design values.



● Fig. 9 - Cavo tipo B.  
● Fig. 9 - Type-B cable.

L'ancoraggio dei cavi, continui per l'intera estensione del ponte per uno sviluppo complessivo di 120 m circa, avviene con degli scassi in soletta in prossimità delle due spalle. All'uopo è stata prevista la realizzazione di bozzi di rinforzo della soletta posti all'intradosso della stessa (Fig. 7).

L'andamento longitudinale è stato differenziato fra i 4 cavi centrali (Tipo A), caratterizzati da deviazioni angolari più morbide in prossimità delle pile ma con angolazione iniziale più elevata (Fig. 8), e i 2 laterali (Tipo B), caratterizzati invece da deviazioni più brusche in corrispondenza delle pile e angolazione iniziale più limitata (Fig. 9).

Tutte le deviazioni sono realizzate con carpenterie metalliche successivamente incollate con resina epossidica bi-componente alla struttura in calcestruzzo. Tali selle di deviazioni sono comunque studiate per beneficiare delle forze di deviazione del cavo stesso ai fini della solidarizzazione con la struttura esistente. Particolare attenzione è stata posta nel corretto posizionamento di questi elementi ed anche in una progettazione che permettesse le inevitabili tolleranze di montaggio. In fase di tesatura dei trefoli infatti, una eventuale impuntatura di questi può provocare danni ingenti per l'elevate forze in giuoco.

Esperienze simili condotte precedentemente su altre strutture hanno infatti dimostrato l'ineluttabilità degli errori di montaggio. Anche sulla scorta di tale esperienza si è imposto la verifica di tutti i montaggi con una robusta cima tesata in posizione prima del definitivo incollaggio (Fig. 10).

Per le selle superiori laterali si è invece preferito realizzare sostegni in



● Fig. 7 - Gli ancoraggi in soletta.  
● Fig. 7 - Anchorages in the slab.

### The strengthening design

*The severe damage suffered by the deck would not allow for a simple retrofitting aimed at repairing cracks, spalled areas and corroded rebar.*

*The lack of alternative crossing also called for a strengthening solution that would leave the bridge open to traffic during the works. At the time the repairs took place, the bridge was typically used by light weight trucks carrying all kind of goods and commuter busses.*

*Since the piers and foundations were in good shape, it was decided to strengthen the deck. This solution is certainly competitive where alternative routes do not exist and where a quick bridge replacement is not feasible.*

*A screening of the different options was therefore carried out in order to identify the most simple and cost effective solution to strengthen the deck.*

### Strengthening with external prestressing

*The continuous deck configuration with variable height suggested the use of external prestressing as the most effective means to reduce bending and shear forces and introduce compressive ones to seal the macro cracks. The deck depth and the diaphragms provided an optimal configuration for the cables to be deviated using steel saddles fixed to the concrete structure. Six cables with 12 (06") strands could be easily spun under the deck, two on each side of the internal beams and one each on the inner side of the lateral beams. The reason for not having cables on the outer side (of the lateral beams) is that these cables could not be deviated using the diaphragms and would be more exposed to weathering agents while spoiling the bridge aesthetic.*

*Longitudinal layout of the cables is optimized to counteract bending and shear due to self weight of the bridge. The cables are continuous over the whole length of the deck (120 m circa) and anchored on the deck slab near the abutments. The cables follow two different layouts, one for the 4 inner cables (Type A) and another for the outer ones (Type B).*

*The two layouts have been chosen so as to introduce the optimal deviation forces at each diaphragm. Cables are deviated using steel saddles and steel pipes directly glued onto the existing concrete sections. Only in few cases, at the anchorages and at the deviations of cable Type B over the piers, additional cast in situ concrete blocks were required to allow for a safe transmission of the cable forces to the existing concrete section.*

*Special care has been taken in the correct positioning of the deviation elements. Previous experience suggested to check their correct positioning using a nylon rope before the saddles were glued and the strands*

c.a., collegati sia alle travi che ai trasversi mediante inghisaggio negli stessi di connettori a taglio, realizzati con barre di armatura  $\varnothing 16$ .

I cavi, tesati a 1000 MPa, trasferiscono alla struttura una forza assiale, in prossimità degli ancoraggi, pari a circa 1000 ton. La componente verticale massima nei punti di deviazione per i sei cavi vale invece dalle 20 alle 30 tonnellate (verso l'alto) per ciascun diaframma intermedio e dalle 70 alle 110 tonnellate (verso il basso) sui diaframmi di pila e agli ancoraggi (spalle).

#### Le verifiche numeriche

L'applicazione della post-tensione induce nella struttura la sollecitazione flettente riportata nella Fig. 11.

L'azione combinata del momento flettente e del carico normale, indotti dalla post-tensione, è in grado di controbilanciare l'effetto dei carichi permanenti e del peso proprio. Le sezioni di verifica, sotto l'azione di tali carichi, risultano infatti interamente compresse.

Prendendo anche in considerazione l'azione del carico mobile accidentale dinamicizzato, si può apprezzare il grande beneficio ottenuto dall'intervento messo in opera. In Tab. 3 si riportano le tensioni ora raggiunte nel calcestruzzo e nelle barre di armatura, (cfr. Tab. 1). L'abbattimento delle tensioni di esercizio è molto marcato come anche coefficienti di sicurezza agli SLU (Tab. 4).

Importanti vantaggi si ottengono soprattutto nei confronti dell'azione di taglio. Anche senza considerare la matrice di calcestruzzo, ipotesi assolutamente cautelativa avendo comunque previsto, prima del tesaggio, il ripristino della integrità strutturale (vedi paragrafo successivo), si ottiene un valore resistente 1.5 volte maggiore rispetto al taglio agente. Tale fattore raggiunge il valore 2.1 se si considera il contributo resi-



● Fig. 10 - Sella di deviazione in carpenteria metallica.  
 ● Fig. 10 - Deflection saddle made of structural steel.

TABELLA/TABLE 3

#### Tensioni nei materiali post operam (II stadio) Post Opera material stresses (SLE)

	Momento [kNm]	For. Norm [kNm]	$\sigma_c$ (comp) [Mpa]	$\sigma_s$ (traz.) [Mpa]
	Bending [kNm]	N.F. [kNm]	$\sigma_c$ (comp) [Mpa]	$\sigma_s$ (trac.) [Mpa]
Campata laterale (mezzeria) Sagging shoulder span	4250	9300	-3.02	-1.25
Campata centrale (mezzeria) Sagging central span	7940	7500	-4.76	57.18
Sezione su pila laterale Hogging lateral pier	-13900	8800	-5.34	39.14
Sezione su pila centrale Hogging central pier	-19920	6950	-6.37	79.37

were spun.

As a matter of fact position and orientation are both very important because forces arising from strands jammed into the deviators can be as high as the tensioning force and therefore much higher than what the concrete sections can locally sustain. This was certainly the case for the Gibe bridge diaphragms that are insufficiently reinforced and therefore could only take the upward design deviation forces and would not bear any tangential ones.

The 6 cables tensioned to 1000 MPa apply a total compression force of 1000 ton. The vertical component at the deviation points varies between 20 to 30 ton (upwards) for the 4 intermediate diaphragm along each span and from 70 to 110 ton (downwards) at piers and abutment.

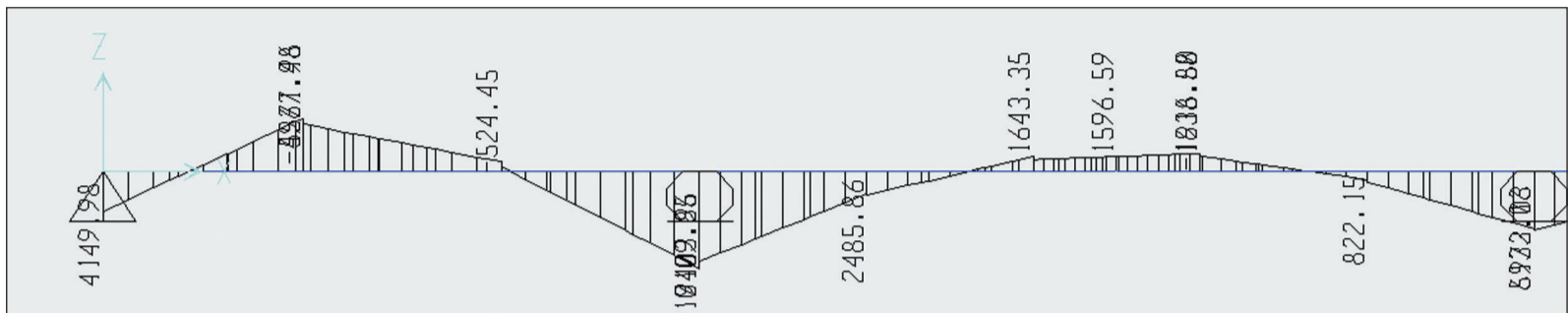
#### Post Opera verifications

The combined action of bending moment and axial forces induced by the external prestressing suffice to counterbalance the permanent load effect. All sections along the deck are therefore fully compressed under dead and permanent load alone.

Under AASHTO live loading the section develops some tensile stresses but these are much smaller (Tab. 3) when compared to the Ante Opera situation (Tab. 1). Similar results are obtained for the safety coefficient at the SLU (Tab. 4).

Strengthening by post-tensioning is particularly efficient with respect to shear. Post tensioning does reduce shear forces because of the vertical component of the inclined cable but it also increases the section resistance as compression gives a frictional contribution to the concrete shear resistance.

Ignoring the concrete contribution, shear safety coefficients are now up to 1.5, and taking into account the concrete contribution this value rises to 2.1.



● Fig. 11 - Grafico del momento flettente indotto dalla precompressione esterna.  
● Fig. 11 - Graph of the bending moment induced by external prestressing.

stente offerto dal calcestruzzo.

#### *Gli interventi di ripristino dei calcestruzzi*

Prima dell'esecuzione delle operazioni di tesaggio sono comunque stati previsti interventi mirati al ripristino dei calcestruzzi dell'impalcato.

Le macro fessure di taglio sono state iniettate con resina epossidica bicomponente come mostrato nella Fig. 12.

Per le riparazioni più estese e per la ricostituzione dei tratti di copriferro mancanti si è invece privilegiato l'utilizzo di malte antiritiro con alto grado di fluidità, così da penetrare all'interno dei "vespai" di calcestruzzo ed andare a ricostituire una sia pur parziale matrice di calcestruzzo fra gli inerti. Nelle zone di danno maggiore è stata anche aggiunta armatura di frettaggio di piccolo diametro. Si riporta, nella Fig. 13, a titolo esemplificativo la riparazione eseguita sulla trave di bordo lato monte in corrispondenza della pila centrale.

Tali operazioni garantiscono sia un sensibile incremento della vita utile della struttura, andando a ricostituire i necessari copriferro e quindi proteggendo l'armatura esistente, sia un aumento della capacità resi-



● Fig. 12 - Prospetto della trave con le fessure iniettate.  
● Fig. 12 - View of the beam with the cracks grouted in.

#### Coefficienti di sicurezza allo S.L.U.

##### Post Opera bending verifications (SLU)

	Md [kNm] Md [kNm]	Mr [kNm] Mr [kNm]	Coeff. y=Md/Mr
Campata laterale (mezzeria) Sagging shoulder span	4250	19539.00	4.60
Campata centrale (mezzeria) Sagging central span	7940	19929.00	2.51
Sezione su pila laterale Hogging lateral pier	-13900	-43705.00	3.14
Sezione su pila centrale Hogging central pier	-18740	-51723.00	2.76

TABELLA/TABLE 4

#### Repair of damaged concrete

*Before tensioning the cables, the major damages of the concrete deck have been repaired so as to benefit from the application of the prestressing forces. The wider cracks have been injected with epoxy resin (Fig. 12), the large spalled portions near the supports and other major honeycombs have been repaired with highly fluid cement mortar. For the larger damaged areas, as the one depicted in Fig. 13, small diameter reinforcement has been added.*

*The amount and extension of the repair works carried out on the concrete girder have been limited by budget restraint and cost-effectiveness evaluation. The authors have suggested ERA to proceed with a complete overhaul of the deck concrete surface in the near future. Currently, the available budget is allocated to the construction of the new crossing. Luckily enough, Ethiopia benefits from a dry and warm weather that extends concrete structure service life well beyond European and North American standards.*

#### Project implementation

*The principal advantage of the adopted solution is the extreme simplicity of its implementations. All that is needed is a small by-bridge or otherwise suspended scaffolding that is placed at the deviation points as done for the Gibe bridge (Fig. 14).*

*The steel saddles and deviation pipes were manufactured in shop and*



stente ultima della struttura.

### La cantierizzazione

Tra i maggiori vantaggi della soluzione adottata è certamente da annoverare la relativa semplicità di cantierizzazione. L'intervento può infatti essere realizzato con il semplice ausilio di un "by-bridge" in grado di raggiungere almeno l'asse longitudinale del ponte e di sostenere, in tale configurazione, il peso delle selle di deviazione.

Nel caso in esame si è invece preferito installare dei ballatoi permanenti, uno al di sotto di ciascun trasverso, non connessi longitudinalmente, accessibili dal ponte mediante un piccolo carrello mobile.

Le ragioni di questa scelta vanno ricercate nella maneggevolezza e semplicità di utilizzo del mezzo in questione che ben si conciliano con la possibilità di alternare l'apertura di ciascuna corsia di marcia con estrema facilità e rapidità. D'altronde il peso appositamente contenuto delle carpenterie metalliche, generalmente inferiore ai 100 kg (eccezion fatta per le selle dei trasversi di estremità), rende l'installazione delle stesse eseguibile da due operai senza particolari mezzi d'opera (Fig. 14).

Gli ancoraggi di estremità sono stati realizzati tutti contemporaneamente, così da permettere una fasizzazione delle operazioni di tesaggio quanto più simmetrica possibile; il transito dei mezzi, durante le fasi di cantiere, sugli scassi in soletta è reso possibile posizionando delle piastre di acciaio di facile e veloce rimozione. Qualora differenti condizione al contorno (velocità di esercizio e flussi veicolari più elevati) non avessero permesso la sequenza realizzativa sopra esposta, sarebbe stato comunque possibile realizzare una tesatura parziale di solo metà ponte alla volta.

La sequenza di tesaggio dei trefoli, operazione che ha richiesto circa 3 giorni ad opera di un tecnico inviato dalla Tensacciai di Milano, è stata studiata per garantire la massima simmetria di tiro: in prima fase i cavi sono stati tesati al 50% da entrambi i lati partendo dal lato di Addis Abeba (prima quelli delle travi centrali e quindi quelli delle travi di bordo). Successivamente e con la stessa fasizzazione sono stati tesati al 100%.

Avendo i calcestruzzi dell'impalcato 25 anni, non sono previste perdite di tiro per fenomeni lenti. Grande attenzione è stata invece posta alla possibilità di attriti elevati e/o concentrati. Se le selle metalliche hanno infatti una buona duttilità, altrettanto non si poteva dire dei trasversi in c.a. del ponte esistente in quanto debolmente armati.

In definitiva, i cavi sono stati tesati a 1050 MPa, appena poco sopra a quanto specificato nel progetto per tenere conto di eventuali perdite agli ancoraggi. Gli allungamenti misurati al tiro per i 6 cavi, dell'ordi-



● Fig. 13 - Riparazione sulla pila centrale.  
 ● Fig. 13 - Repair work on the centre pier.

*brought to site fully finished. The design of such pieces was optimized so that could be handled by two persons (max 80 kg).*

*Installing of the saddles only required epoxy resin and small fasteners to hold them in place before the resin hardened and the prestressing force pushed them against the concrete section. Deviation pipes were installed inside holes previously bored into the diaphragms with man held equipment.*

*Chemical anchoring of reinforcing bars in the existing concrete section and wooden form works to cast them using ready mix high strength concrete were required only for the cast in situ deviation blocks.*

*The slots of the cable anchorages have been cut into the top slab and the additional reinforcing block cast from below the deck all in the same phase. Vehicles could run over temporary steel plates positioned over the anchorage slots.*

*With all the strands in position and all the anchorages ready, tensioning operations have been carried out with maximum symmetry with respect to the bridge axes of symmetry.*

*The tensioning operation lasted 3 days: firstly cables have been tensioned to 50% of the design values from both sides. At each side, tensioning started from the central cables and then moved to the outer ones. Finally the cables were tensioned to 100% of the design values from both extremities. In other circumstances cables could have been tensioned directly to 100% of the design values but in this specific case the authors were concerned about the deviation forces applied to the lightly reinforced diaphragms.*

*Since the bridge concrete is almost 25 years old, there will be no losses due to creep and shrinkage nor due to strand relaxation as stabilized strands have been used.*

*Strands have been tensioned to 1050 MPa against a design value of*



● Fig. 14 - I ballatoi per l'installazione delle selle di deviazione.  
● Fig. 14 - The galleries for the installation of the deflection saddles.

ne dei 60 cm, sono stati tutti molto omogenei a conferma dei coefficienti di attrito modesti e comunque uniformi per i diversi cavi.

## I collaudi

Il ponte è stato collaudato con successo il 3 Novembre 2007.

I test sono stati studiati per garantire il raggiungimento di almeno l'85% della massima sollecitazione flettente di esercizio indotta dai carichi mobili dinamicizzati definiti dalla normativa AASHTO.

Sfruttando la simmetria del ponte sono state verificate solo le campate lato Jima, quelle peraltro che avevano subito il danneggiamento maggiore a seguito del bombardamento. Sono pertanto state verificate 4 sezioni, i massimi momenti negativi sulle Pile 2 e 3 ed i massimi momenti positivi sulla campata centrale e di riva (lato Jima).

Le verifiche al massimo momento positivo sono state condotte con il posizionamento di 3 autocarri da 40 ton ciascuno mentre per il massimo momento negativo sono state disposte due coppie di tali mezzi a cavallo delle pile (a una distanza pari a circa 25 m), per un peso complessivo di 120 ton nel primo caso e di 160 ton in quest'ultimo.

Alcuni mesi dopo il collaudo, ai progettisti è stato richiesto un parere sulla possibilità di transitare sul ponte con alcuni carichi eccezionali contenenti trasformatori e reattori per la vicina centrale idroelettrica del Gibe II.

Alcuni di questi mezzi, per quanto pesanti oltre le 100 ton, non rappresentavano un problema per l'opera in quanto inducevano sollecitazioni inferiori a quelle di collaudo. Per due di essi però, caricati ciascuno con un trasformatore da 150 ton si raggiungevano le 213 ton totali.

Semplici verifiche numeriche indicavano che il transito di questi due mezzi avrebbe indotto sollecitazioni flessionali di poco superiori a quel-

1000 MPa to account for some anchorage losses. Strand elongation has been in accordance with the calculated value of 60 cm circa and uniform for the different cables, confirming the correct positioning of the deviation elements and that friction forces are within the expected values.

## Commissioning

The bridge has been successfully commissioned on 3rd November 2007. The tests have been designed to guarantee the achievement of at least 85% of the maximum bending forces under the operating live loads prescribed by AASHTO.

Taking advantage of the bridge symmetric design, only the spans on the Jima side have been tested, actually those that were worse damaged by the bomb blast. Therefore 4 sections were tested: the maximum negative bending moments on Piers 2 and 3 and the maximum positive bending moments on the central and shoulder (Jima Side) spans. The maximum positive bending moment has been tested by positioning 3 tipper trucks weighting 40 tons each, while the maximum negative moment has been checked by placing two pairs of tippers trucks, face to face (at a distance of about 25 m) on each side of the piers, with a total load of 120 ton and 160 ton respectively.

Few months after the bridge commissioning, Integra has been asked to assess whether the bridge could be crossed by the ultra heavy loads of the Gibe II transformers.

Some of these convoys weighted less then 150 ton gross (including the truck) but two of them reached 213 ton gross.

Shear forces induced by these heavier convoys would have induced shear force into the deck that were very close to the bridge capacity if not exceeding it. Using major international codes such as EC2, the calculated forces using unit load factor for both dead and live load exceeded 90% of the bridge capacity.

Taking into account that the bridge did suffer from shear crack at the time of bombing and material properties could not be extensively investigated, the situation was to close to call without further test loads.

These new tests load were conducted so as to simulate the transformer crossing. The bridge was loaded with four 40 tons trucks located so as to maximise shear and hogging moments close to the central piers. The bridge did withstand this test loading although displacements clearly indicated a non linear response due to some sort crack activation or re-activation. Elastic recovery was satisfactory though and therefore crossing of the transformers was given the go ahead.

The transformers crossed the bridge Easter Monday (Ethiopian Easter does not coincide with catholic one!) under close scrutiny off Integra professionals (Fig. 15).

le di collaudo ma sollecitazioni taglianti ben superiori. Utilizzando le formule dell'Eurocodice 2, le sollecitazioni agenti ottenute senza fattorizzare i carichi (permanenti e accidentali) sarebbero risultate pari al 90% di quelle resistenti.

Considerato che l'impalcato presentava, prima della riparazione, una diffusa fessurazione a taglio e che persisteva una discreta indeterminazione sulle proprietà dei materiali e sulla effettiva disposizione delle armature, si è posto un serio problema di assunzione di responsabilità che è stato possibile risolvere solo effettuando ulteriori prove di carico mirate a indurre sollecitazioni taglianti dello stesso ordine di grandezza di quelle indotte dal passaggio del trasformatore.

Le prove di carico hanno dato esito positivo sebbene gli abbassamenti misurati abbiano dimostrato un comportamento fessurato del conglomerato per sollecitazioni composte di momento negativo e taglio sugli appoggi, anche se la struttura ha mostrato un buon recupero allo scarico.

I trasformatori sono transitati sul ponte il lunedì dell'Angelo 2008 (la Pasqua Etiopica non coincide con quella cattolica) (Fig. 15). Non potendo utilizzare il ponte i trasformatori avrebbero dovuto allungare il percorso di alcune centinaia di chilometri su strade in condizioni molto peggiori della Addis-Jima senza la sicurezza di arrivare alla meta. Un precedente trasporto si era rovesciato con conseguente abbandono del carico. L'unica soluzione alternativa al passaggio sul ponte sarebbe probabilmente stata quella di approntare un guado alla prossima stagione secca, ovvero con oltre un anno di ritardo ed un costo elevato considerato che il fiume Gibe ha una portata di magra, regolata dallo scarico di una centrale a monte, di circa 100 m<sup>3</sup>/sec.

## Conclusioni

Dall'esperienza del Gibe si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Le strutture in cemento armato posseggono sovente delle grandi riserve di resistenza in parte sottostimate dalla normativa tecnica vigente. L'utilizzazione di queste riserve dà la possibilità di estendere la vita utile di queste strutture anche quando le stesse sono danneggiate.
- Il rafforzamento delle strutture in c.a. con precompressione esterna è molto efficace. Strutture anche molto danneggiate incrementano enormemente la propria resistenza beneficiando della compressione introdotta dalla precompressione. Gli stessi benefici difficilmente possono essere ottenuti mediante tecniche di rinforzo che non introducano tali sollecitazioni, come per esempio, la maggior parte dei sistemi in FRP.
- L'utilizzo di carpenteria metallica per l'accoppiamento di precompressione esterna e strutture in c.a. dimostra che essa è molto flessibile e robusta. L'installazione di questa carpenteria è rapida ed economica.



● Fig. 15 - Il passaggio del trasformatore sul ponte.  
 ● Fig. 15 - The transformer crossing the bridge.

*Should the crossing be forbidden the convoys would have had to reroute through a few hundred kilometres diversion of unpaved roads where the probability of tilting over are very high as happened during a previous attempt. In this unlucky event the transformer is abandoned as it is impossible to send a crane there to put the convoy back on track. The only feasible alternative to the bridge crossing would have been to make a temporary embankment across the river during the dry season; a costly solution because the minimum river flow, regulated by the Gibe I hydropower plant upstream, is still 100 m<sup>3</sup>/sec and the next dry season 1 year ahead.*

## Conclusion

*From the Gibe experience the following conclusion can be drawn:*

- *Concrete structures do often have large strength reserve, sometimes underestimated by the current codes. These strength reserves can be used when retrofitting damaged or aged structures prolonging their service life.*
- *Strengthening of concrete structures by external prestress is generally very efficient. These structures, even when severely damaged, do benefit from a dramatic increase of strength when prestressed. The same beneficial effects are hardly obtained without prestressing as with standard FRP applications.*
- *Use of steel carpentry to couple the concrete structure to the external tendons is particularly efficient as it is both robust and ductile. Installation is also easy, fast and cost efficient.*

## Riassunto

Il Ponte sul fiume Gibe è ubicato a 185 km da Addis Abeba, lungo un'arteria di interesse nazionale. Nel corso della sua vita di esercizio, la struttura è stata messa a rischio più volte da una serie di eventi (non ultimi quelli bellici) che ne ha compromesso l'integrità e la funzionalità. Nel 2006, un crollo di parte della struttura, a causa di un carico fuori sagoma, ha costretto le autorità locali ad intervenire in modo definitivo disponendo la realizzazione di un nuovo attraversamento – che è già in fase di costruzione – qualche decina di metri a monte del ponte esistente. La messa in esercizio della nuova opera è prevista però non prima di 2-3 anni e nel frattempo è stato deliberato un intervento rapido di riabilitazione del ponte in c.a. esistente. I lavori, completati nel giro di 3 mesi, hanno permesso di riaprire al traffico il ponte senza alcuna limitazione di carico. Il ponte è una struttura in cemento armato ad impalcato continuo, di lunghezza complessiva pari a 120,50 m, diviso in 4 campate: la struttura portante è costituita da 4 travi longitudinali, di larghezza pari a 400 mm e altezza variabile, connesse trasversalmente dalla soletta superiore, di spessore 180 mm. Il grave quadro fessurativo dell'impalcato e la conseguente modesta riserva di resistenza non permettevano interventi mirati alla semplice ricostituzione dell'integrità strutturale (iniezione delle fessure, riparazioni locali). Considerato il relativo buono stato di conservazione delle sottostrutture si è quindi ristretta la scelta delle soluzioni possibili a quelle che avessero permesso il rafforzamento dell'impalcato senza interruzione del traffico. La conformazione geometrica dell'impalcato ha suggerito di mettere in opera un intervento basato sulla precompressione esterna. Prima dell'esecuzione delle operazioni di tesaggio sono comunque stati previsti interventi mirati al ripristino dei calcestruzzi dell'impalcato.

## Summary

The bridge over the Gibe river stands 185 km from Addis Ababa, along an artery of national importance. During its operating lifetime the structure was put at risk more than once by a series of events (not least war-caused) that compromised its integrity and function. In 2006 a collapse of part of the structure owing to a beyond-clearance load constrained local authorities to take definitive action and arrange for the construction of a new crossing – which is now under construction – a few dozen meters upstream of the existing bridge. The new structure is not envisaged however to go into operation for two or three years. In the meanwhile a rapid operation to rehabilitate the existing r.c. bridge was decided upon. The job, which was completed in three months, enabled reopening the bridge to traffic without any load limitation. The bridge is a reinforced-concrete structure with continuous deck, a total 120.50 m long, on four spans. The bearing structure consists of four longitudinal beams 400 mm wide and of variable depth, connected crosswise by the upper slab, 180 mm deep. The serious cracking of the deck and its consequent modest reserve of strength did not permit operations aimed at simply reconstituting structural integrity (grouting of the cracks, local repairs). Considering the relatively good state of conservation of

the understructures, the choice of possible solutions was thus restricted to those that would permit strengthening the deck without interrupting traffic. The deck's geometric conformation suggested an operation based on external prestressing. Before the tensioning operations were carried out however, operations aimed at restoring the deck concrete were called for.

## Résumé

Le pont sur le fleuve Gibe a été construit à une distance de 185 kilomètres de Addis Ababa, le long d'une artère d'intérêt national. Pendant la durée de son exercice, la structure a été exposée à des risques plusieurs fois suite à une série d'événements (pas en dernier lieu les guerres), qui en ont compromis son intégrité et sa fonction.

En 2006 l'effondrement d'une partie de la structure suite à une charge hors gabarit, a obligé les autorités locales à intervenir de façon définitive en disposant la réalisation d'un nouveau pont pour traverser le fleuve – qui est déjà en cours de construction – à quelques dizaines de mètres en amont du pont existant. La mise en oeuvre du nouvel ouvrage est prévue dans 2-3 ans, au plus tard, mais entre-temps une intervention rapide de réhabilitation du pont existant en béton armé est devenue nécessaire. Les travaux, achevés dans l'espace de trois mois, ont permis de rouvrir à la circulation le pont sans aucune limitation de charge. Le pont est une structure en béton armé avec un plancher continu d'une longueur totale de 120,50 m, divisé en 4 travées: la structure portante est constituée de 4 poutres longitudinales de 400 mm de large et avec une hauteur variable, ces poutres étant liées transversalement par la semelle supérieure d'une épaisseur de 180 mm. L'état inquiétant des fissurations du plancher et la réserve de résistance modeste qui en résulte ne permettaient pas d'interventions visant la simple reconstitution de l'intégrité structurale (injection dans les fissures, réparations locales). Compte tenu de l'état de conservation des couchis relativement satisfaisant, le choix des solutions possibles s'est donc limité aux solutions, qui auraient permis le renforcement du plancher sans interrompre la circulation. La conformation géométrique du plancher a suggéré de mettre en oeuvre une intervention axée sur la précontrainte extérieure. Avant d'exécuter les opérations de tendage, ont été prévues de toute façon des interventions visant la restauration des bétons du plancher.

## Zusammenfassung

Die Brücke über den Fluss Gibe befindet sich 185 km von Addis Ababa entfernt, längs einer wichtigen Nationalstrasse. Seit ihrer Entstehung wurde die Brücke durch verschiedene Ereignisse (nicht zuletzt durch kriegerische Aktionen) bereits mehrmals starken Risiken ausgesetzt, die ihre Stabilität und Funktionsfähigkeit stark beeinträchtigt haben. Im Jahr 2006 waren die Verwaltungsbehörden auf Grund eines durch eine zu schwere Last bewirkten teilweisen Einbruchs der Struktur gezwungen, definitiv einzuschreiten und den Bau einer neuen Brücke zu veranlassen – der mittlerweile in Bau ist – und zwar einige Meter stromaufwärts der bestehenden Struktur. Die Inbetriebnahme des neuen Bauwerks wird

jedoch noch etwa 2-3 Jahre auf sich warten lassen; in der Zwischenzeit wurde eine schnelle Reparatur der bestehenden Stahlbetonbrücke beschlossen. Dank der in 3 Monaten vollzogenen Arbeiten konnte die Brücke ohne Lastbegrenzung wieder befahrbar gemacht werden. Bei der Brücke handelt es sich um eine Struktur aus Stahlbeton mit durchlaufender Fahrbahn einer Gesamtlänge von 120,50 m, die in 4 Brückenfelder unterteilt ist: die Trägerstruktur besteht aus 4 Längsträgern einer Länge von 400 mm und unterschiedlicher Höhe, die durch die obere 180 mm starke Platte verbunden sind. Die starken Fahrbahnrisse und dementsprechend recht geringe Reststabilität ließen keine gezielten Eingriffe zur Wiederherstellung der strukturellen Integrität zu (Zuspritzen der Risse, örtliche Reparaturen). Da die Unterstrukturen jedoch relativ gut erhalten waren, haben sich die Reparaturarbeiten auf eine Verstärkung der Brückenbalken konzentriert, ohne den Verkehr zu unterbrechen. Auf Grund der geometrischen Beschaffenheit der Brückenbalken wurde beschlossen, mit externer Vorspannung vorzugehen. Vor Durchführung der Spannungsarbeiten wurden jedoch gezielte Eingriffe vorgenommen, um die Betonstruktur der Brückenbalken auszubessern.

## Resumen

El puente en el río Gibe está ubicado a 185 km de Addis Ababa, a lo largo de una carretera de importancia nacional. En el curso de su vida útil, la estructura ha estado a riesgo varias veces por algunos acontecimientos (también bélicos) que han perjudicado su integridad y funcionalidad. En 2006, un derrumbe parcial de la estructura debido a una carga fuera del límite, ha obligado las autoridades a intervenir de manera definitiva disponiendo la realización de un nuevo puente – que ya está en fase de construcción – algunas decenas de metros antes del puente existente. La puesta en funcionamiento de la nueva obra está prevista dentro de 2-3 años y mientras tanto se ha deliberado una intervención rápida de rehabilitación del puente de hormigón armado existente. Los trabajos se han finalizado en tres meses y han permitido volver a abrir al tráfico el puente sin ninguna limitación de carga. El puente es una estructura de hormigón armado de tablero continuo, con una longitud total de 120,50 m, dividido en 4 tramos: la estructura portante está constituida por 4 vigas longitudinales con una anchura de 400 mm y altura variable, conectadas transversalmente por la losa superior de 180 mm de espesor. La grave situación de fisuración del tablero y la consiguiente reducida reserva de resistencia no permitían restablecer simplemente la integridad estructural (inyección de las fisuras, reparaciones locales). Teniendo en cuenta el buen estado de conservación de las subestructuras, la posibilidad de elección se ha limitado a las soluciones que permitieran reforzar el tablero sin interrumpir el tráfico. La conformación geométrica del tablero ha sugerido la realización de una intervención basada en el pretensado externo. Antes de realizar las operaciones de tensado se han previsto intervenciones para renovar el hormigón del tablero.