

01

Project title:

Glatt Valley Rail Viaduct at the Glatt Shopping Mall, Wallisellen

Structural type:

Bridge

Project goal:

Design of bridge (adapt from in-situ to precast solution)

Glattalbahn-Viadukt Glattzentrum, Wallisellen

Glatt Valley Rail Viaduct at the Glatt Shopping Mall, Wallisellen

Beat Meier, Rolf Meichtry

Einleitung

Im Norden der Stadt Zürich entsteht seit 2004 mit der Glattalbahn ein neues Stadtbahnnetz. Bis Ende 2010 werden Flughafen sowie Teile der Agglomerationsgemeinden mit dem nördlichen Stadtgebiet und der City von Zürich verbunden sein (Fig. 1). Zwei der drei Bauetappen der Glattalbahn sind bereits in Betrieb, die dritte und vorerst letzte Etappe wird im Dezember 2010 abgeschlossen sein (Fig. 2).

Kernstück der dritten Etappe bildet der 1200 m lange Viadukt Glattzentrum, der die Bahn in Wallisellen in Hochlage um das Einkaufszentrum Glatt führt. Der Viadukt beginnt unmittelbar beim Bahnhof Wallisellen und endet bei der Haltestelle Neugut kurz vor Dübendorf. Dazwischen müssen die Bahnanlage der SBB (Linie Zürich–Winterthur), diverse Kantons- und Gemeindestrassen sowie die sechsspurige Autobahn A1 (Zürich–Winterthur) inklusive Autobahneinfahrt überbrückt



Fig. 2
Brückenbau in städtischer Umgebung (© Simon Vogt).
Bridge construction in urban environment (© Simon Vogt).



Fig. 1
Streckennetz der Glattalbahn.
Network of the Glatt Valley Rail.

Introduction

The new light rail system has been under construction in the Glatt valley since 2004. Zurich airport as well as several municipalities just north of Zurich will be linked up with downtown Zurich by the end of 2010 (Fig. 1). Two development stages of the new light rail system have already been put into operation. The third part will be completed in December 2010. For the time being this will be the final development stage of the new light rail system in the Glatt valley (Fig. 2). The viaduct with a total length of 1,200 m is the key construction element of the third development stage. The new bridge connects the municipalities of Wallisellen and Dübendorf. The service

werden. Zusätzlich muss die Autobahnausfahrtsbrücke Richtung Dübendorf unterquert werden (Fig. 3).

Die städtische Umgebung mit derart vielen über- und unterirdischen Hindernissen verlangt eine sehr aufwändige Linienführung und eine sorgfältige Platzierung der Stützen. Vier Kurven ($R_{min} = 110$ m), zwei Hochpunkte (Maximalgefälle 5,5 %) sowie sehr unterschiedliche Spannweitenabfolgen resultieren aus diesen Randbedingungen.

In unmittelbarer Nähe des Einkaufszentrums Glatt befindet sich auf der Brücke eine Haltestelle, die eine Direktanbindung in Hochlage an das Einkaufszentrum ermöglicht. Dieser Brückenabschnitt ist um die Perronbreiten erweitert.



Fig. 3
Übersicht.
Overview.

level between the shopping mall Glatt and the public transport system will be substantially improved by the new light rail system. The viaduct bridges the Swiss Federal Railways tracks (Zurich–Winterthur) as well as several roads including the 6-lane motorway A1 (Zurich–Winterthur). In addition, the new viaduct has to cross beneath the existing bridge of the motorway exit (Fig. 3). The light rail system required a limitation of the max. longitudinal slopes of 5.5%. 110 m complies with the min. horizontal curvature specified for the horizontal alignment. Further, the viaduct's alignment in the urban sur-

Konzept und Gestaltung

Die Glattalbahn strebt über sämtliche Bauwerke ein einheitliches Erscheinungsbild an. Dabei wurde ein schlichtes, dem Material Beton entsprechend grosszügiges, sauber ausgestaltetes Bauwerk gesucht. Die Querschnittsgeometrien von Überbau und Stützen entspringen diesem Grundgedanken (Fig. 4).

Das Bauwerk ist als vorgespannte Hohlkastenkonstruktion ausgebildet. Der generelle Brückenquerschnitt weist bei einer Breite von 8,30 m (Kurvenbereich bis 9,20 m) eine konstante Konstruktionshöhe von 2,0 m auf. Übliche Spannweiten liegen im Bereich von 35 m, während die Maximalspannweite rund 46 m aufweist.

Die beiden Stege, die jeweils unter den beiden Bahnschienen liegen, weisen eine starke Neigung zur Vertikalen auf. Einerseits erscheint damit die Brücke dynamischer, andererseits kann mit dieser Neigung der direkte Bezug zur Stütze geschaffen werden.

Die Vorspannung wird vornehmlich definiert über die Vorgabe einer Begrenzung der Betonzugspannungen $\leq 0,7 f_{ctm}$, die einen ungerissenen Querschnitt unter Nutzlasten sicherstellt. Im Regelfall sind dafür über den Stützen 2 x 6 Kabel (15 bzw. 19 Litzen $\varnothing 0,6''$) und im Feld 2 x 4 Kabel (15 bzw. 19 Litzen $\varnothing 0,6''$) erforderlich (Fig. 5). Aufgrund des Gleichstrombetriebs der Glattalbahn und der daraus folgenden streustrominduzierten Korrosionsgefährdung müssen die Vorspannkabel nach der Astra-Richtlinie 12 010 vollständig elektrisch isoliert ausgeführt werden (Vorspannkategorie C).

roundings was significantly influenced by obstacles located both below and above ground level. Possible pier locations were evaluated in respect of existing services. The boundary conditions led to highly variable span lengths. The viaduct includes a station linking the light rail system to the shopping mall Glatt. The width of the bridge has been enlarged to suit the needs of the new station.

Concept and Architectural Layout

One of the goals of the light rail system in the Glatt valley was to achieve a uniform appearance. Concrete has been chosen as the main construction material. The geometries of the cross section of the superstructure and the piers are a result of this concept (Fig. 4). In general, the viaduct consists of a single cell box girder carrying two light rail tracks. The superstructure has been designed as a prestressed cast-in-situ girder. The width of the deck is 8.30 m (widened to a max. of 9.20 m in horizontally curved areas) with a constant girder depth of 2.0 m. The standard span length is 35 m, whereas the max. span length reaches approx. 46 m.

The two webs are located in the axis of each track. They have a

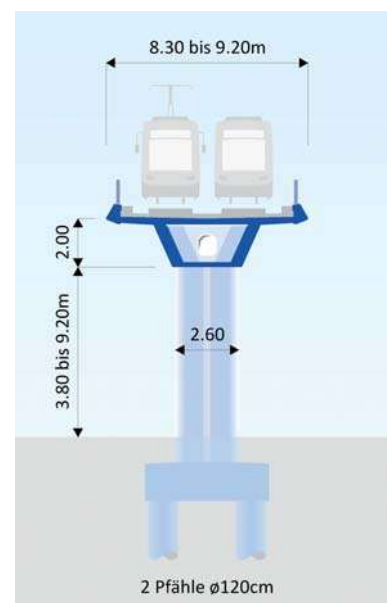


Fig. 4
Brückenquerschnitt.
Cross section of the bridge.

Projektdaten

Bauherrschaft

VBG Verkehrsbetriebe Glattal AG, Glattbrugg, im Auftrag des Bundesamts für Verkehr (BAV) sowie der Volkswirtschaftsdirektion des Kantons Zürich

Projekt und Bauleitung

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (Federführung); Höltschi & Schürter AG, Zürich; Eichenberger AG, Zürich

Ausführung

Marti AG, Bauunternehmung, Zürich (Federführung); Stutz AG, Frauenfeld (techn. Leitung); Strabag, Zürich (techn. Leitung)

Technische Daten

Totale Länge: 1210 m
Spannweiten: 17,00 m bis 45,60 m
(mittlere Spannweite: 35 m)
Anzahl Felder: 34
Brückenbreite: 8,30 m bis 9,20 m
Konstruktionsbeton: 9950 m³
Bewehrungsstahl: 1700 t
Vorspannung: 180 t

Kosten

Rohbau inkl. Werkleitungsverlegungen und Strassenanpassungen: CHF 32,0 Mio.

Inbetriebnahme

Dezember 2010



Fig. 5
Typische Abspannstelle.
Typical anchoring of prestressing tendons.



Fig. 6
Abschnittsgrenze.
Expansion joint.

Der Gleiskörper wird als feste Fahrbahn ausgebildet. Die (Vignol-) Schienen werden auf einer Betontragplatte befestigt, die über Schubnocken kraftschlüssig mit der Brückenkonstruktion verbunden ist. Zwischen der Oberfläche des Konstruktionsbetons und der Gleisplatte liegen eine Abdichtung aus Polymerbitumen und eine Gussasphaltschutzschicht. Der Viadukt ist in sechs statisch unabhängige Bewegungsabschnitte

large inclination for aesthetical reasons. This results in a vibrant structure and allowed optimizing the appearance of the transition between pier and superstructure. The tensile stresses in the single cell box section have been limited to less than $0.7 f_{ctm}$. The superstructure can be considered as uncracked for the serviceability limit state in the case of a max. live load. 2 x 6 prestressing tendons (15 and 19 strands 0.6", respectively) are required above the piers and 2 x 4 tendons (15 and 19 strands 0.6", respectively) in the span to fulfil this criterion in the case of a standard span length of 35 m (Fig. 5). The electrical direct current of the light rail system induces stray currents, which may lead to corrosion. In order to prevent this an electrically-insulated prestressing system (category C) had to be used. This system complies with the Astra guideline 12 010. The railroad embankment consists of a slab track. The rails are fixed to a reinforced concrete membrane slab, which is force-fit into the prestressed superstructure by means of shear keys. A bituminous waterproofing (PBD) has been provided on top of the deck slab of the box section, which is covered and protected by a layer of mastic asphalt. The viaduct, with a total length of 1,200m, was split into six independent units. The unit length varies between 110 m and 310 m.

aufgeteilt. Die einzelnen Brückenabschnitte sind schwimmend gelagert. Eine Ausnahme bilden jene Abschnitte an den Brückenenden, die in den Rampenkonstruktionen eingespannt sind. Die Längen der einzelnen Brückenabschnitte liegen zwischen 110 m und 310 m. Diese Abschnittslängen sind generell über die Begrenzung der Kapazität einer Schienendilatation definiert, die bei ± 150 mm liegt. Nach Möglichkeit wird aus Unterhaltsgründen auf Brückenlager auf den Stützen verzichtet. Zwei Stützentypen bilden jedoch Ausnahmen: Einerseits die Stützen bei den Dilatationen. Diese sind mit der Nachbarstütze des Folgeabschnittes fest verbunden, um differenzielle Querverschiebungen bei den Schienenauszügen zu verhindern, weshalb sie vom Überbau mit Brückenlagern losgelöst werden (Fig. 6). Andererseits mussten bei nicht orthogonalen Querungen von untenliegenden Verkehrsträgern (SBB, Autobahn, Kantonstrasse) die Stützen in Richtung dieser Verkehrsträger orientiert werden (Fig.7). Eine monolithische Verbindung dieser teilweise stark schief gestellten Stützen mit dem Überbau hätte (Torsions-)Zwängungen im Überbau zur Folge. Dies wird durch die Anordnung zentrischer Topflager auf den Stützen verhindert. Sämtliche Stützen wie auch die Widerlager sind auf Grossbohrpfählen $\varnothing = 90$ cm/120 cm fundiert. Die Pfähle im Raum Bahn-

Project Data

Client

VBG Public Transport Services Glattal AG, Glattbrugg, commissioned by the Federal Office of Transport (FOT) as well as the Department of Economics, Canton Zurich

Project and Site Management

dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (general management); Höltschi & Schurter AG, Zurich; Eichenberger AG, Zurich

Execution

Marti AG, Bauunternehmung, Zurich (lead); Stutz AG, Frauenfeld (technical supervision); Strabag, Zurich (technical supervision)

Technical data

Total length: 1210 m
Spans: 17.00 m to 45.60 m (mean span: 35 m)
Number of spans: 34
Bridge width: 8.30 m to 9.20 m
Structural concrete: 9,950 m³
Reinforcing steel: 1,700 t
Prestressing steel: 180 t

Costs

Structural works including road works and relocation of public utility pipes: CHF 32.0 mio

Planned date to begin operation

December 2010

It was restricted by the capacity of the rail dilatation of ± 150 mm. In general, flexible structural systems were chosen. The longitudinal forces due to wind, earthquake and breaking as well as other horizontal actions are transferred to the foundation through the columns. Where appropriate fixed systems have been used at the abutments. In such cases the superstructure is monolithically connected and integrated into the concrete structure of the access ramps.

Wherever possible, bearings were avoided to increase the durability of the structure and keep maintenance costs low. Exceptions were made in the case of two pier types: Twin piers are provided at the expansion joints. Differential horizontal displacements cannot be tolerated in the rail track dilatation. They demand a uniform displacement behaviour perpendicular to the bridge axis. Therefore the individual piers have been connected with each other by a concrete slab in the top part of the twin piers. Pot bearings allowing displacements in the longitudinal direction of the bridge axis are provided on top of the twin piers to allow differential longitudinal displacements between the independent bridge units separated by the expansion joint (Fig. 6).

The existing traffic carriers (railway tracks, roads and motorways) influence the orientation of the columns (Fig. 7). One single pot bearing has been provided on top of the skew-oriented piers. The pot bearing was used to release the torsional restraint between the column and the superstructure.

All pile caps are supported by vertically drilled piles. The chosen diameters vary between 90 cm and 120 cm. The piles along the railway tracks at the station of Wallisellen are end bearing piles and embedded in compact moraine. The geological conditions change towards the motorway crossing. The pile lengths therefore increase up to 35 m. The pile loads are transferred to the soil (lacustrine



Fig. 7

Elegant schwingt sich der Viadukt über die Bahngleise.
Elegant crossing of the railway tracks.

hof Wallisellen sind vornehmlich als Spitzenpfähle in der kompakten Moräne eingebunden, während die Gründung im Raum der Autobahnquerung über rund 35 m lange Reibungspfähle in den hier mächtigen Seeablagerungen erfolgt.

Im Bereich der Autobahn muss die Autobahnausfahrtsbrücke unterfahren werden. Der Viadukt setzt hier in einer fangdammähnlichen Konstruktion auf einer Länge von rund 50 m auf dem Terrain auf. Die Böschung entlang der Autobahn muss für diese Konstruktion angeschnitten werden (Fig. 8). Die erforderliche Differenzkonstruktion besteht aus einer permanenten Nagelwand (ungespannte Anker mit Korrosionsschutzstufe 3 nach Norm SIA 267). Das darüberliegende Widerlager der bestehenden Autobahnausfahrtsbrücke war ursprünglich flach im oberen Bereich der Böschung fundiert. Neu wird dieses Widerlager autonom mit einer Tiefengründung unterfangen. Es werden Mikropfähle verwendet, die zur Minimierung der Setzungen mit verlorenen Flachpressen aktiv vorgespannt sind.

Bauablauf/Kosten

Für die Erstellung des Rohbaus standen aus übergeordneten Ab-

deposits) by skin friction. The light rail system has to cross under the existing bridge of the motorway exit. The chosen structural system is similar to a cofferdam with a total length of approx. 50 m. Space requirements for the new concrete structure necessitated a substantial modification of the existing slope along the motorway (Fig. 8). Permanent soil nails (unstressed threaded bars with corrosion protection class 3 according to SIA 267) have been used to reinforce the steep slope (10:1). The abutment of the existing motorway exit bridge rested on a flat foundation located in the upper part of the existing slope. The stresses between the existing foundation slab and the soil have been transferred to new vertical micropiles (underpinning of existing flat foundation). The micropiles have been prestressed using flat jacks to minimise abutment settlements.

Construction Time and Costs

In total, we had only 16 months to complete the construction works (June 2008 – October 2009) of the 1,200 m long viaduct before the bridge was handed over to the subsequent contractor for the installation of the light rail infra-

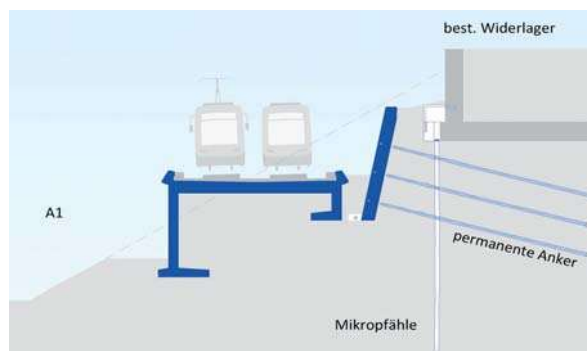


Fig. 8
Querschnitt im Bereich der Autobahn.
Cross section along the motorway.

hängigkeiten lediglich 16 Monate zur Verfügung (Juni 2008 bis Oktober 2009). Nach den Rohbauarbeiten wurde das Bauwerk den Folgeunternehmern für die gesamte bahntechnische Ausrüstung übergeben. Die Inbetriebnahme ist auf den Dezember 2010 festgesetzt. Diese äusserst enge Terminvorgabe bestimmte die Festlegung des Bauablaufs.

Nach den Umlegungen der Werkleitungen und der Erstellung der ersten Unterbauten konnte das Lehrgerüst einer ersten Überbauetappe bereits nach rund zwei Monaten gestellt werden. Für eine Überbauetappe, die generell zwei Brückenfelder umfasst, musste mit acht Wochen Erstellungszeit gerechnet werden. Da in einem Brückenabschnitt bis zu vier Überbauetappen vorgesehen waren, die wegen des Vorspannkonzpts nacheinander betoniert werden mussten, ergab sich eine Bearbeitungszeit für den Überbau eines gesamten Brückenabschnitts von rund acht Monaten. Unter Berücksichtigung der vorhergehenden Unterbauarbeiten sowie der nachfolgenden witterungsabhängigen Abdichtungsarbeiten zeigte sich, dass sämtliche sechs Brückenabschnitte gleichzeitig erstellt werden mussten. Dies wurde logistisch zu einer grossen Herausforderung. Einerseits war sehr viel Lehrgerüst- und Schalmaterial erforderlich, das nur zu kleinen Teilen umgesetzt bzw. wiederverwendet werden konnte. In Spitzenzeiten war weit mehr als die Hälfte der Brücke eingerüstet. Zwölf Turmdrehkrane standen gleichzeitig im Einsatz. Aber nicht

struktural. The new light rail system will be fully operational in December 2010. The construction sequence has been defined by this extremely tight schedule.

Before starting with the drilled piles it was necessary to make service diversions. Only two months after the start of construction, the falsework for the first superstructure unit was already under erection. It took eight weeks to build two spans of the superstructure. The six independent bridge units consist of up to four construction stages, which have been cast subsequently as necessitated by the chosen post-tensioning layout. The construction of each bridge superstructure unit took approx. eight months. Construction works have been performed simultaneously on all six bridge units to meet the construction schedule. Logistics became a major challenge at this exceptionally complex construction site. The demand for falsework and formwork was very high. The reuse of this material was limited because of the short construction time. In the peak construction period more than half of the viaduct was covered by falsework. Twelve tower cranes were used simultaneously. Besides the material logistics, the allocation of human resources was another major issue. The demanding job has been managed and accomplished by five foremen and their teams.

The construction costs of the viaduct amount to CHF 32 mio. This includes road works and the installation of public utilities, but not the light rail infrastructure.

nur in Bezug auf die Materiallogistik, sondern auch bezüglich Personaleinsatz waren die Ausführenden gefordert. Fünf Poliere mit jeweils eigenständigen Teams waren zur Bewältigung der anspruchsvollen Aufgabe notwendig.

Die Baukosten für das Brückenbauwerk, die Werkleitungsverlegungen und die Strassenanpassungen belaufen sich auf 32 Millionen Franken, wobei die Bahntechnik darin nicht eingerechnet ist.

Autoren/Authors

Beat Meier
dipl. Bauing. ETH
dsp Ingenieure & Planer AG
CH-8606 Greifensee
meier@dsp.ch

Rolf Meichtry
dipl. Bauing. ETH
Höltschi & Schurter AG
CH-8050 Zürich
rmeichtry@hoeltschi-schurter.ch

02

Project title:

Load-bearing structure of the factory at Le Locle

Structural type:

Factory Building

Project goal:

Design of building (change from in-situ to precast)

Structure porteuse de la manufacture au Locle

Load-bearing structure of the factory at Le Locle

Jonathan Krebs, Philippe Menétrey

Introduction

Le groupe Richemont a construit une nouvelle manufacture au Locle. Le bâtiment est implanté en surplomb de la ville, sur un plateau naturel à près de 1000 mètres d'altitude. La situation générale du projet est présentée à la Figure 1. La manufacture a une emprise au sol de 85 m de longueur par 77 m de largeur et se développe sur trois niveaux pour une surface de plancher de 16 000 m². Le rez-de-chaussée regroupe des parkings couverts et les espaces d'accueil, le premier étage est entièrement occupé par les espaces de production alors que les locaux administratifs et le restaurant se trouvent au dernier étage. Le centre du bâtiment accueille un vaste atrium arborisé servant de puits de lumière et intégrant les circulations verticales et les espaces de pause.

Introduction

The Richemont group has built a new factory at Le Locle. The building is situated on a natural plateau, overlooking the town, at an elevation of nearly 1000 metres. The general situation of the project is shown in Figure 1. The footprint of the factory is 85 m long by 77 m wide and it is built on three levels, giving a floor area of 16,000 m². The ground floor includes covered car parks and the reception areas, the first floor is entirely occupied by the production areas, while the administrative offices and restaurant are on the top floor. The centre of the building houses a vast atrium planted with trees and serving as a light well, which accommodates the stairways, lifts and rest areas. The large building is located on a hillock and its height has deliberately been limited so that it is

Maitre d'ouvrage/Owner
Richemont International SA
Architectes/Architects
A&A Atelier d'Architecture
Ingénieurs civils/Civil engineering
INGPHI SA, Lausanne
Entreprises de construction/Contractors
LBG SA (terrassements et aménagements extérieurs/groundwork and exterior work)
F. Piemontesi SA (béton armé/reinforced concrete)
Freyssinet SA (précontrainte/pre-stressing)
Hevron SA (charpentes métalliques/metal construction)

Le bâtiment de grande dimension se positionne sur une butte et sa hauteur a été volontairement limitée de telle sorte qu'il ne soit pas visible depuis la ville en contrebas. Cette contrainte a nécessité l'abaissement du niveau du radier d'une part et le développement de structures porteuses de faible épaisseur d'autre part.

Matériaux et structure porteuse

Le projet de la manufacture du Locle est caractérisé par un grand nombre de contraintes qui ont influencé la conception de la structure porteuse. Outre la limitation de l'épaisseur des dalles, le sol de fondation sensible, la présence de radon, les grandes portées des zones de production, les charges utiles et de neige élevées, les délais de construction du gros œuvre limités à 10 mois et les objectifs financiers du maître de l'ouvrage sont à intégrer dans la conception.

Ce travail d'intégration a permis de concevoir un système porteur rationnel en béton armé et précontraint. Afin de simplifier la structure, il a notamment été décidé d'adapter la trame porteuse en fonction de l'utilisation des différents étages, soit des portées de l'ordre de 6 m au parking, jusqu'à 18 m dans les zones de pro-

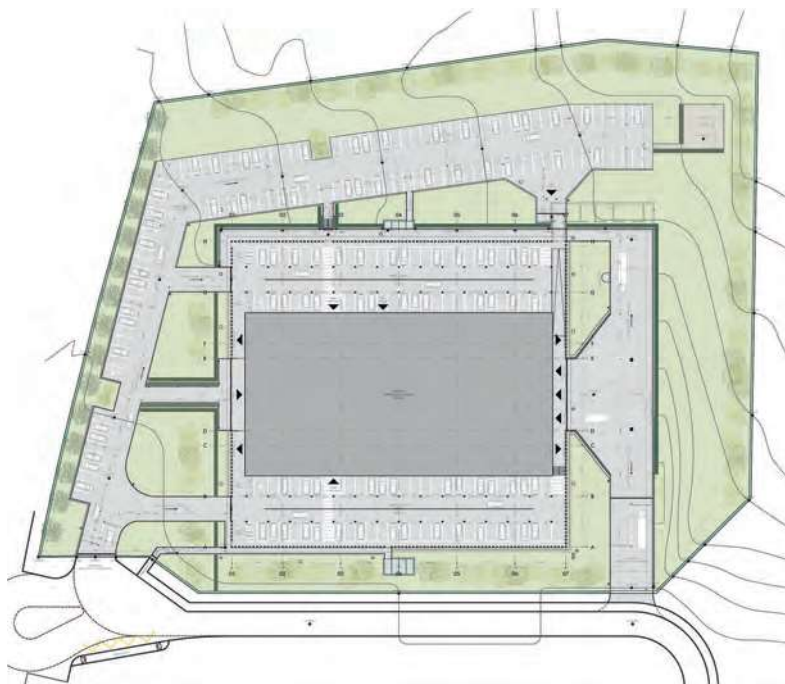


Fig. 1
Situation générale du projet.
General situation of the project.

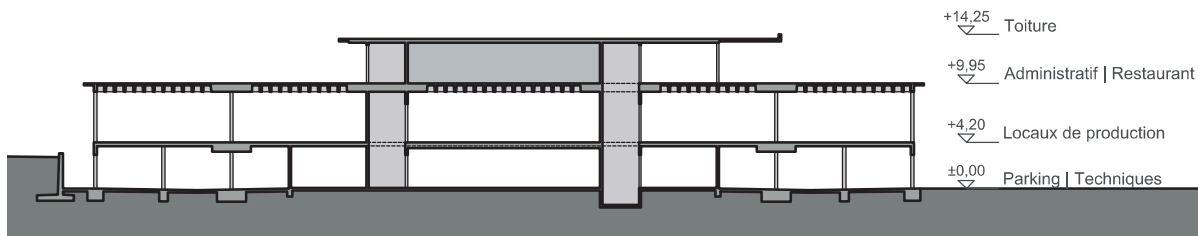


Fig. 2
Coupe transversale.
Cross-section.

not visible from the town below. This constraint required, on the one hand, that the level of the raft was lowered and, on the other hand, the development of thin load-bearing structures.

Materials and load-bearing structure

The Le Locle factory project is characterised by a large number of constraints that have influenced the design of the load-bearing structure. Apart from the limitation of the thickness of the slabs, the soft ground on which it is founded, the presence of radon, the large spans of the production areas, the high snow loading, the deadlines for completion of the structural work limited to 10 months and the financial targets of the client company had to be included in the design.

Taking all this into account led to the design of a rational load-bearing system in reinforced and prestressed concrete. In order to simplify the structure, it was decided, in particular, to adapt the load-bearing framework according to the use of the different floors, namely, spans of the order of 6 m in the parking area, up to 18 m in the production areas and up to 11 m on the top floor. The slab over the parking area and the roof slab were thus simplified and the major challenge of the project was concentrated in the slab over the production areas. The cross-section shown in Figure 2 illustrates the structural principles developed.

Raft

The building is founded on a general raft reinforced by a grid of stringers resting on the molasse

duction et jusqu'à 11 m au dernier étage. Ainsi les dalles sur parking et de toiture ont été simplifiées et l'enjeu majeur du projet s'est concentré sur la dalle au-dessus des locaux de production.

La coupe transversale présentée à la Figure 2 illustre les principes structurels développés.

Radier

Le bâtiment est fondé sur un radier général renforcé par une grille de longrines appuyées sur la molasse de la vallée du Locle dont la portance est bonne.

Au-dessus des locaux habités, le radier fait office de barrière au radon. Il est réalisé sans joints de dilatation, son épaisseur est de 25 cm et ses armatures sont dimensionnées de manière à respecter les exigences accrues de fissuration afin que le béton puisse être considéré étanche.

Pour des questions de durabilité, le radier s'étend sous les parkings couverts limitant ainsi les risques liés aux tassements différentiels.

Dalle de production

La dalle supportant l'étage de production reprend une charge utile de 1000 kg/m² nécessaire à l'exploitation de la manufacture. Afin d'en limiter la hauteur statique et d'en simplifier la construction, il a été décidé de réduire les portées à un maximum de 6,30 m et donc d'augmenter le nombre de piliers au parking. Ces mesures ont permis de limiter l'épaisseur de la dalle à 35 cm.

Dalle sur production

La dalle sur l'étage de production est caractérisée par des grandes portées et des charges importantes de neige.

of the Le Locle valley, which has good load-bearing capacity.

The raft forms a radon barrier beneath the inhabited parts of the building above. It was produced without expansion joints, is 25 cm thick and its reinforcement is sized to meet the increased requirements with regard to cracking so that it can be considered leak-proof.

For reasons of durability, extends beneath the covered parking areas, thus limiting the risks arising from differential settlement.

Production floor slab

The slab supporting the production floor supports a working load of 1000 kg/m², required for the manufacturing operations. In order to limit its static height and simplify its construction, it was decided to reduce the spans to a maximum of 6.30 m and therefore increase the number of pillars in the parking areas. These measures enabled the thickness of the slab to be limited to 35 cm.

Slab over production

The slab over the production floor is characterised by large spans and high snow loading.

Roof slab

The roof slab covers spans varying from 5.40 m to 10.80 m. The large spans occur in the administrative offices, where the columns are integral with the partitions, and in the restaurant, which is free of any pillars. It was decided to retain a constant thickness of 35 cm and to manage the deformations in critical areas by means of pre-cambering.

To the south, the restaurant is prolonged by a large terrace, covered

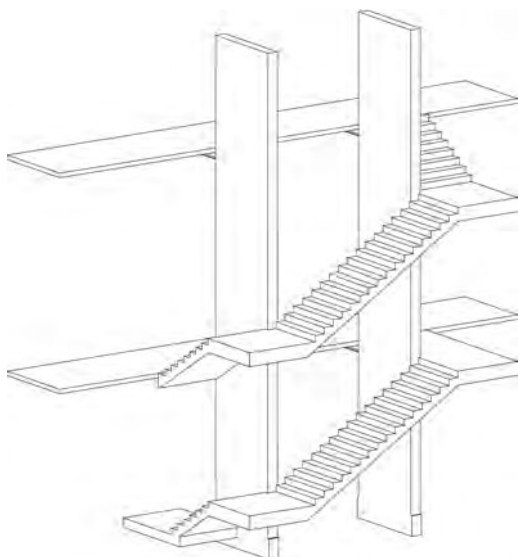


Fig. 3
Vue 3D de l'escalier central et
des passerelles.
3-D view of the central stairway
and the footbridges.



Fig. 4
Vue de l'atrium à la fin du gros œuvre.
View of the atrium on completion of the structural work.

Dalle toiture

La dalle toiture franchit des portées variant de 5,40 m à 10,80 m. Les grandes portées se trouvent dans les locaux administratifs où les colonnes sont intégrées aux cloisons et dans le restaurant qui est libre de tout pilier. Il a été décidé de conserver une épaisseur constante de 35 cm et de gérer les déformations des zones critiques par la mise en œuvre de contre-flèches.

Au sud, le restaurant est prolongé par une grande terrasse couverte par une casquette en béton. Cette dernière est réalisée par la prolongation de la toiture qui est appuyée sur trois colonnes espacées de plus de 14 m. La rupture thermique est réalisée par des consoles isolantes de forte capacité développées pour le projet.

Structures de l'atrium

L'atrium central est le cœur du bâtiment. Il est marqué par un escalier monumental et des passerelles d'accès aux différents espaces de travail, par une grande verrière en toiture et des plantations majeures. L'escalier est composé de deux murs dans lesquels s'encastrent les volées d'escalier en porte-à-faux. La structure est entièrement monolithique, de telle sorte que les escaliers assurent le

by a concrete cap. The latter is provided by a prolongation of the roof that rests on three columns spaced by over 14 m. The thermal break is realised by means of high-capacity insulating consoles developed for the project.

Structures of the atrium

The central atrium is the heart of the building. It is marked by a monumental stairway and footbridges giving access to different work areas, by a large skylight roof and by major plantings. The stairway is composed of two walls on which the stair flights are cantilevered. The structure is entirely monolithic, such that the stairs provide bracing of the two walls. The two footbridges on the upper levels were realised with orthotropic steel slabs in order to limit their thickness to 16 cm for a total length of 14.40 m. The central stairway and the footbridges are illustrated in Figures 3 and 4.

contreventement des deux murs. Les deux passerelles aux étages ont été réalisées avec des dalles orthotropes en acier afin de limiter leur épaisseur à 16 cm pour une longueur totale de 14,40 m. L'escalier central et les passerelles sont illustrés aux Figures 3 et 4.

La verrière est quant à elle composée de neuf cadres métalliques à sous-tension. Ces structures ont été développées de manière à franchir les 14,40 m du vide central tout en maximisant l'apport de lumière naturelle.

Dalle cassette précontrainte

La dalle sur l'étage de production est conçue pour porter bidirectionnellement sur des colonnes et des murs espacés de 12,60 m à 18 m, libérant ainsi des surfaces de plus de 200 m² de tout porteurs. La structure a également été influencée par deux contraintes d'exploitation spécifiques au projet qui sont la création au plafond

The project in figures

Groundwork	40,000 m ³
Reinforced concrete	11,000 m ³
Reinforcing steel	1,500 t
Prestressing cables	23,500 m
Built volume	69,000 m ³
Cost of structures	11 millions CHF

Le projet en chiffres

Terrassements	40 000 m ³
Béton armé	11 000 m ³
Acier d'armatures	1 500 t
Précontrainte	23 500 m
Volume construit	69 000 m ³
Coût des structures porteuses	CHF 11 millions



Fig. 5
Coffrage de la dalle cassette.
Formwork for the cassette slab.

As for the skylight, this consists of nine tensioned metal frames. These structures were developed to span the 14.40-m central void while maximising the amount of natural light.

Prestressed cassette slab

The slab over the production floor is designed to bear in two directions on columns and walls spaced by 12.60 m to 18 m, thus freeing areas of more than 200 m² of any load-bearing support. The structure was also influenced by two operational constraints specific to the project, which are the creation beneath the ceiling of a service plenum 60 cm high and free of any structure and the need to easily cut openings in the event of a change in the fitting out of the production spaces. The fact is that these constraints exclude solutions of slabs with girders or thick, flat slabs, even if lightened.

A cassette slab was developed in order to bridge the wide spans while limiting the static height. In addition, this solution, which consists in creating cavities in the underside of the slab, permits a structure without girders and creates areas of small thickness favourable to the creation of openings. The slab has a thickness of 75 cm

d'un plénum technique de 60 cm de haut libre de toute structure et la nécessité de pouvoir aisément réaliser des percements en cas d'évolution de l'aménagement des halles. En effet, ces contraintes excluent des solutions de dalles avec sommiers ou de dalles plates épaisses, même allégées.

Une dalle cassette a été développée afin de franchir les grandes portées en limitant la hauteur statique. Cette solution, qui consiste à créer des évidements en sous-face de dalle, permet de plus de s'affranchir de sommiers et de créer des zones de faible épaisseur propices à la création de percements. La dalle a une épaisseur de 75 cm et les évidements de 70 cm x 70 cm x 53 cm sont espacés de 90 cm, créant une grille de nervures orthogonales. Le coffrage de la dalle est illustré à la Figure 5.

Chaque nervure de 20 cm de large est précontrainte en face inférieure et supérieure. La précontrainte inférieure est composée d'un monotoron T15s de nuance d'acier Y1860S7-15.7 suivant un tracé rectiligne. La précontrainte supérieure, elle aussi rectiligne, varie en fonction des contraintes et est réalisée avec des monotorons et des câbles de deux torons T15s et quatre torons T15s tous de nuance d'acier

and the cavities are 70 cm x 70 cm x 53 cm, spaced by 90 cm, creating an orthogonal grid of ribs. The formwork for the slab is illustrated in Figure 5.

Each rib is 20 cm wide and prestressed on the upper and lower faces. The prestressing on the lower face consists of a single T15s strand of steel grade Y1860S7-15.7 along a straight line. The upper layer of prestressing, also in a straight line, varies according to the constraints and is implemented with single strands and cables of two T15s strands and four T15s strands, all of steel grade Y1860S7-15.7. The prestressing cables are shown in plan in Figure 6.

The 6500 m² were completed in nine stages of about 400 m³ each, without working joints, and the whole of the prestressing was carried out with factory assembled cables, coupled to the concreting joints. The incorporation of the large number of cables in the slab and the relatively fine ribs required an in-depth study of the coupling and anchoring details of the prestressing, as illustrated in Figure 7. In order to keep them straight and as low as possible, the bottom-face single strands were coupled beyond the concreting joints to avoid any conflict

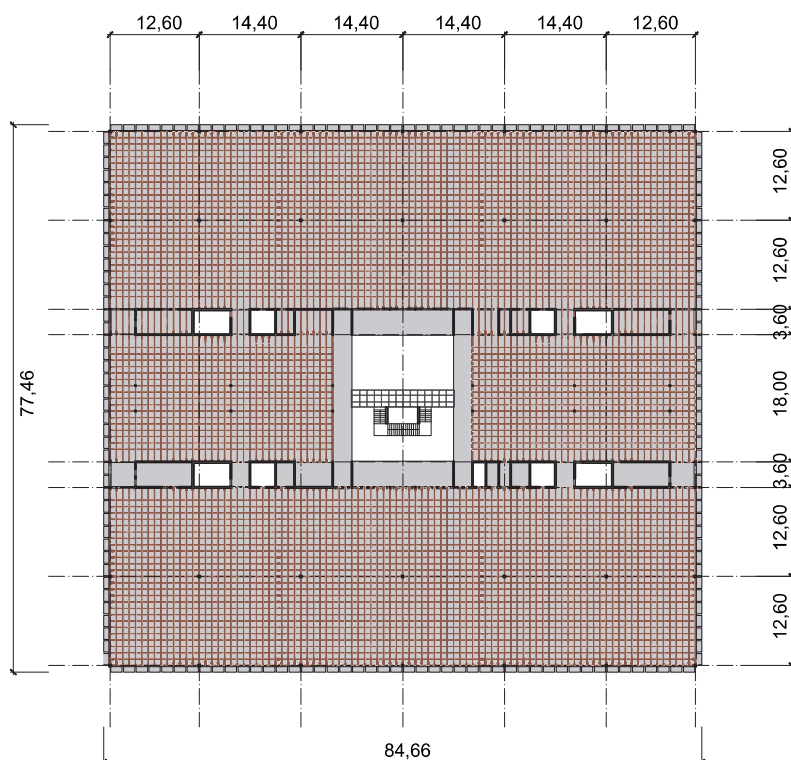


Fig. 6
Vue en plan des câbles de précontrainte de la dalle cassette.
Plan view of the prestressing cables of the cassette slab.

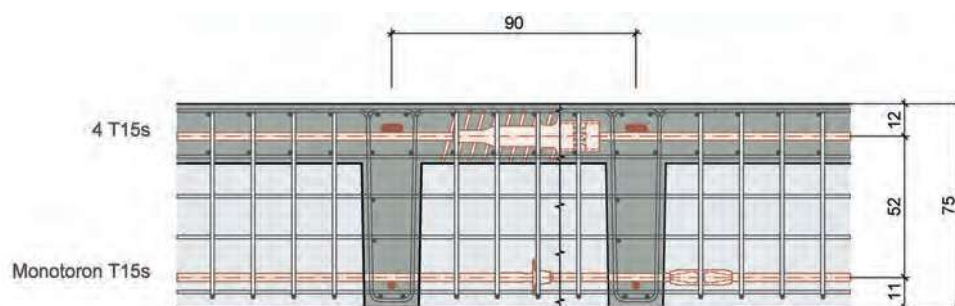


Fig. 7
Tracé et détails de la précontrainte dans les nervures.
Line and details of the prestressing in the ribs.

Y1860S7-15.7. Les câbles de précontrainte sont illustrés en plan à la Figure 6.

La dalle de 6500 m² est réalisée en neuf étapes d'environ 400 m³ chacune sans joints de travail et l'ensemble de la précontrainte a été réalisée avec des câbles montés en usine et couplés aux joints de bétonnage. L'intégration de l'importante quantité de câbles dans la dalle et les nervures relativement fines a nécessité une étude approfondie des détails de couplage et d'ancrage de la précon-

with the perpendicular prestressing.

The high concentration of prestressing not only ensures strength in mid-span and at the point of support but also reduces the minimum cracking reinforcement. In addition, the prestressing made it possible to limit the diameters of the reinforcement installed and to reduce the proportion of reinforcement of the slab to 125 kg/m³.

With its bi-directional behaviour adapted to the arrangement of

trainte, comme illustré à la Figure 7. Afin de garder un tracé sans déviations et le plus bas possible, les mono-torons inférieurs ont été couplés au-delà des reprises de bétonnage pour éviter tout conflit avec la précontrainte perpendiculaire.

La forte concentration de précontrainte dans la dalle permet non seulement d'assurer la résistance à mi-travée et sur appui mais également de diminuer l'armature minimale de fissuration. De plus, la précontrainte a permis de limiter les diamètres des armatures mises en place et de réduire le taux d'armature de la dalle à 125 kg/m³.

La dalle cassette, par son comportement bidirectionnel adapté à la disposition des porteurs de la halle et grâce au recours à la précontrainte, a permis de franchir les portées conséquentes en gardant une hauteur statique raisonnable. De plus, les évidements ont permis une importante économie de matériaux puisque le volume total de béton correspond à celui d'une dalle pleine de 45 cm. Pour finir, une analyse comparative a permis de montrer que cette dalle a un comportement équivalent à une dalle plate de 55 cm. La dalle cassette représente donc une solution technique performante et économique pour le franchissement de grandes portées.

Conclusion

La construction de la manufacture au Locle représentait un important défi, compte tenu de la nécessité de construire un bâtiment rationnel et économique dans un délai de 10 mois tout en intégrant un projet architectural ambitieux, et des contraintes particulièrement exigeantes.

La structure porteuse a ainsi été optimisée et une dalle cassette a été développée pour franchir les grandes portées, allant jusqu'à 18 m. Cette dalle cassette précontrainte a un réel intérêt technique et économique. De plus, son aspect est particulièrement intéressant pour des structures apparentes.

Le travail en étroite collaboration entre le maître de l'ouvrage, les architectes et les ingénieurs a per-

the load-bearing supports of the production area and thanks to the use of prestressing, the cassette slab was able to bridge considerable spans while keeping its static height within reasonable bounds. Furthermore, the cavities permitted major savings of materials, since the total volume of concrete corresponds to that for a plain slab of 45 cm. Finally, a comparative analysis showed that this slab has a behaviour equivalent to a flat slab of 55 cm. The cassette slab thus represents a solution for bridging wide spans with high technical and economic performance.

Conclusion

The construction of the Le Locle factory presented a major challenge, given the need to construct a rational and economic building within 10 months, combining an ambitious architectural project and particularly demanding constraints.

The load-bearing structure was thus optimised and a cassette slab was developed to bridge wide spans of up to 18 m. This prestressed cassette slab is of real technical and economic interest. Furthermore, its appearance is particularly interesting for exposed structures.

The work, with close collaboration between the client, the architects and the engineers, led to a factory presenting a noble and elegant image that fits in with the undulating topography of Le Locle. The load-bearing structure sets free wide spaces, free of any columns, which illustrates the potential of structures in reinforced and prestressed concrete.



Fig. 8

Vue de la dalle cassette après décoffrage.

View of the cassette slab after removal of formwork.



Fig. 9

Vue de la manufacture.

View of the factory.

mis la réalisation d'une manufacture à l'image noble et élégante qui suit la topographie vallonnée du Locle. La structure porteuse a permis de libérer de grands espaces vierges de toutes colonnes, ce qui illustre le potentiel des structures en béton armé et précontraint.

Auteurs/Authors

Jonathan Krebs

ing. civil HES

jonathan.krebs@ingphi.ch

Philippe Menétrey

Dr ès techn. ing. dipl. EPFL

phm@ingphi.ch

INGPHI SA

Concepteurs d'ouvrages d'art

CH-1003 Lausanne

03

Project title:

Three New Flaz River Bridges, Samedan, Switzerland

Structural type:

Bridge

Project goal:

Adaptation of single span bridge from in-situ to precast solution

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini

Inserimento nel paesaggio

I tre nuovi ponti realizzati sono il risultato di un concorso di progettazione nell'ambito dello spostamento del fiume Flaz al di fuori del villaggio di Samedan che era a rischio di inondazioni.

La formazione di un nuovo canale sul lato opposto della piana tra Punt Muragl e Gravatscha ha richiesto la costruzione di diversi ponti per ripristinare i collegamenti stradali.

sima forma, assottigliata, bassa e differiscono leggermente tra di loro in particolare in relazione alla loro posizione nel piano e quindi alla loro precisa condizione topografica. Nel tratto a monte il nuovo canale scavato nel terreno presenta argini più bassi che nella parte a valle emergono dal piano. La scelta di inarcuare la piattabanda, assumendo ed accompagnando le rispettive pendenze delle rampe d'accesso senza ulteriori



1

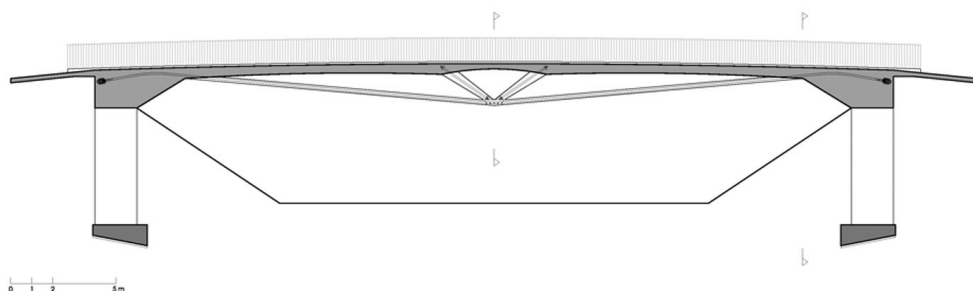
Ponte Pradé
in servizio
*Pradé Bridge in
service*

I ponti sono inseriti nel paesaggio straordinario della vasta piana di Samedan, nell'alta valle dell'Engadina in Svizzera, da cui si gode di una spettacolare veduta sulle cime delle montagne alpine.

La particolarità del luogo ci ha suggerito un intervento discreto, sensibile alle specifiche caratteristiche topografiche e omogeneo. I tre ponti (figura 1) hanno la mede-

rialzi o discontinuità, ha permesso l'inserimento dei manufatti alle quote più basse possibili limitandone l'ingombro e preservando la continuità spaziale e la percezione visiva attraverso il piano.

La forma dei ponti conseguenza della riduzione della stessa al puro principio statico da cui nasce diventa un gesto scevro da formalismi, strutturalmente efficiente e



2

Sezione longitudinale
Longitudinal section

Project data

Owner

Municipality of Samedan, Grison, Switzerland

Design and structural engineering

Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano, Switzerland

Architect

Baserga Mozzetti Architetti, Muralto, Switzerland

Contractor

G. Lazzarini & Co AG Bauunternehmung, Samedan, Switzerland

Introduction

Within the Samedan flood protection project, the Flaz River has been diverted into a new channel from Punt Muragl to Gravatscha.

For the racetrack of the Engadin Ski Marathon and some others rural roads, 4 new road bridges have been built.

The present report describes the project ORIZONT, which won the first prize at the public competition organized by the municipality of Samedan in March 2002. With this concept 3 new bridges have been realized: Pradé Bridge, Acla Chuo Bridge and Gravatscha Bridge are in service since October 2003.

General concept

The new bridges (figure 1) are located in a beautiful landscape, on the large and flat valley floor near the Samedan airport. The site offers an incredible view of the peaks of the Engadine mountains. At the beginning the new channel was excavated into the ground, while continuing in the direction Gravatscha the construction of dams was necessary to control the water of the river.

Starting with these conditions it was very soon clear that the bridges had to have the following properties:

- Access to the bridge at the lowest possible level

di conseguenza interessante dal profilo economico.

La scelta del calcestruzzo armato, quale materiale di costruzione di tutti gli elementi strutturali, conferisce ai ponti la necessaria omogeneità e chiarezza. Questa scelta di materiale, oltre che da riflessioni puramente costruttive ed economiche, prende spunto dalla volontà di allinearsi alla grande tradizione nella costruzione di ponti in calcestruzzo del Canton Grigioni.

Principio strutturale

La struttura portante dei ponti consiste in un particolare ed efficiente telaio composto dagli elementi seguenti (figura 2):

- due piedritti poggianti su una piastra di fondazione
- la piattabanda, quale elemento compresso superiore leggermente arcuato
- due tiranti deviati, quale elemento teso inferiore
- quattro aste diagonali, che stabilizzano la piattabanda per l'assorbimento dei carichi variabili

Sottostruttura, terreno di fondazione

La piana di Samedan nella zona dei tre interventi è costituita da due strati principali; sotto uno strato superficiale di sedimenti alluvionali finiti costituito principalmente da sabbie e limi parzialmente organici è presente un importante strato alluvionale di vecchia generazione formato da ghiaie pulite e ghiaie limose con ciottoli e massi.

I ponti sono fondati semplicemente ad una profondità di ca. 2m al di sotto del letto del nuovo canale e in falda.

Soprastruttura- Ponte Pradé

Il rapporto di snellezza della struttura è approssimativamente $L/h = 20$. La pendenza longitudinale massima vale $i = 3\%$ in corrispondenza delle spalle. La quota superiore della piattabanda disegna un cerchio di raggio costante $R = 589.0$ m, mentre l'asse della piattabanda è di forma parabolica.

In this way the access ramps, which run perpendicular to the channel, remain sufficiently small. This aspect is important in order not to interrupt the depth of the natural plain.

To realize this it has been decided to slightly curve the bridge deck. The slope at the end of the bridge corresponds with that of the access roads.

- Simple structure

In this situation it has no sense to create an bold design, because on the one hand the presence of the natural landscape is very strong and on the other hand the size of the bridges is constrained by the surroundings.

To achieve these objectives a structure was designed with few elements and clearly defined, whether in shape or in function: a light construction, which brings out the transparency at the place, without spoiling the landscape. At the same time it is a tactful design, which does not try to hide itself or to camouflage itself in its surroundings.

The choice of reinforced concrete, which is the construction material for all the structural elements, gives the bridges homogeneity and clarity. This material choice arises, besides purely technical and economically very important aspects, from the desire to keep to the tradition of the Grisons in the sphere of bridge building.

Structural concept

The structure of the bridge is a special and very efficient portal frame, which is composed of the following elements (figure 2):

- Two abutment walls, which are built over a foundation slab
- The deck as an upper compressed element
- Two prestressed tension ties
- Four diagonals, which stabilize the deck under the action of variable loads

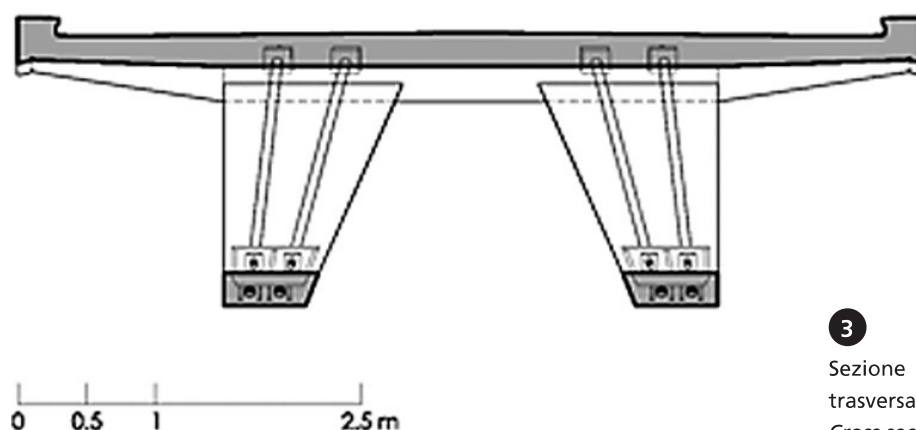
Superstructure – Pradé Bridge

The ratio of beam's length and beam's height L/h is approximately 20.

The maximum longitudinal slope is at the abutments and corresponds to $i = 3\%$. The rise height of the deck forms part of a circle with a constant radius of 589.0 m. The axis of the deck, on the other hand, has a parabolic form. The diagonal ties give the deck the necessary rigidity to absorb the variable loads.

The deck has a solid cross section (figure 3) of constant thickness in the central part and grows thinner towards the edges. Longitudinally the thickness of the central part varies from a minimum of 25 cm in the middle of the bridge to a maximum of ca. 50 cm at the connection with the diagonals and the portal node.

The tension ties have a trapezoidal section (22 cm x 60 cm) and are made of prestressed concrete.



3

Sezione
trasversale
Cross section

Vista del
Ponte Pradé in
costruzione
General view of
Pradé Bridge in
construction



La sezione trasversale della piattabanda é massiccia di spessore costante nella parte centrale e rastremata in direzione dei cordoli (**figura 3**). Longitudinalmente lo spessore varia da un minimo di 25 cm al centro del ponte fino a ad un massimo di 50 cm nelle zone di connessione con le diagonali e le spalle.

I tiranti in calcestruzzo armato precompresso hanno sezione trapezoidale (22cm x 60 cm). Al loro interno sono inseriti 2 cavi di precompressione (12 DYL150, $P_0 = 2'230$ kN) le cui teste mobili sono ancorate nei nodi del telaio alle spalle, protette dalla soletta di assestamento (**figure 2+4**).

Le diagonali hanno sezione rettangolare e variano nelle dimensioni da un minimo di 28 cm x 69 cm alla connessione col tirante ad un massimo di 52 cm x 125 cm nella parte superiore. Al loro interno due stanghe di precompressione (GS Ø36 mm, St 1080/1230, $P_0 = 874$ kN) mantengono la sezione allo stato non fessurato sotto l'azione di qualsiasi carico.

*Each element contains 2 post-tensioning cables (12 DYL150, $P_0 = 2'230$ kN). The mobile anchorages of the cables are fixed in the portal corner (**figures 2+4**).*

*The diagonals are made of prestressed concrete. Prefabricated reinforcement cages are welded to the steel deviation plate which is located at the connection point with the tension tie (**figure 5**). In order to maintain a good stiffness each diagonal is prestressed with a bar (GS Ø36 mm, St 1080/1230, $P_0 = 874$ kN). The cross section varies between 28 cm x 69 cm for the lower part and 52 cm x 125 cm for the connection with the deck. The diagonals were cast on site. The reinforcement cages are galvanized.*

Construction

*During the construction of the bridges the work on the excavation and the sides for the new Flaz channel were in progress, so it was possible to erect the formwork directly on the soil, a few metres below the deck (**figure 4**).*

After the excavation work and the construction of the foundation slab and abutment walls it was

Procedimento Costruttivo

La costruzione dei tre nuovi manufatti è avvenuta parallelamente ai lavori di scavo ed arginatura del nuovo canale by-pass del fiume Flaz. Questa particolarità è stata sfruttata per poggiare la centinatura direttamente sul terreno pochi metri sotto la piattabanda (figura 4).

Dopo lo scavo e la costruzione delle piastre di fondazione, dei piedritti e dei nodi del telaio è stata preparata la cassetta dei tiranti. Questi sono stati gettati una volta posizionata la gabbia d'armatura delle diagonali (figura 5).

In successione si è poi proceduto al getto delle diagonali, alla cassetta e al getto della piattabanda. La tesatura dei cavi di precompressione è avvenuta in tre fasi; 30% dopo 3 giorni, 70% dopo 8 giorni e successivo disarmo, 100% a 28 giorni a getto dei cordoli avvenuto.

Considerazioni finali durevolezza

La durevolezza della struttura dei ponti è sempre stata alla base delle scelte progettuali operate. L'efficienza stessa del sistema struttu-

possible to prepare the formwork for the tension ties. Before casting the tension ties, the reinforcement cages of the diagonals were placed. After casting the diagonals, the formwork for the deck was mounted and then casting took place. The tensioning of the cables followed in three steps: 30% after three days, 75% after eight days with subsequent striking of formwork, 100% after 28 days after casting of the edges. The correct behaviour of the structure has been controlled on the basis of simple deformation measurements before and after the tensioning phases, before and after striking the formwork and before and after laying the paving of the deck of the bridge. The measured values of vertical deformation were very close to the calculated ones.

Final considerations, durability

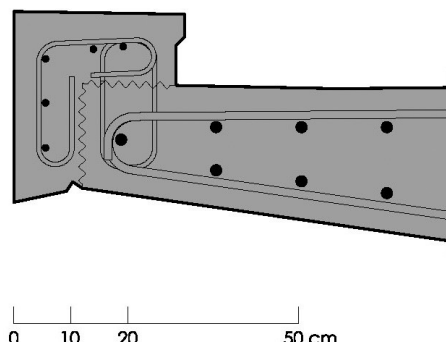
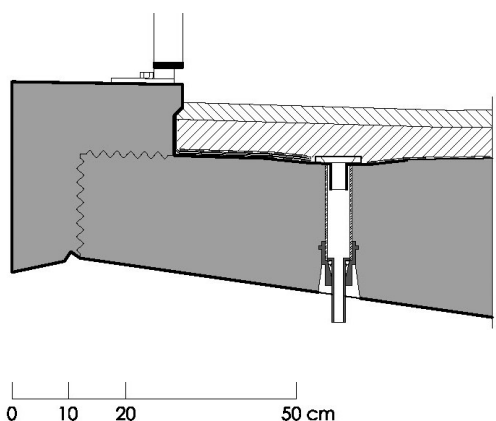
The durability of the structure has always been at the centre of all our project choices.

The efficiency of the structural system guarantees the uncracked



5

Nodo di
connessione
tirante-diagonali
prima del getto
*Connection node
diagonals-
tension ties
before casting*



6

Particolare cordoli
(finiture e
armatura)
Detail edges
(finitures and
reinforcement)

rale garantisce lo stato non fessurato della piattabanda sotto l'azione dei carichi permanenti. Con la giusta scelta delle forze di precompressione, i tiranti e le diagonali si trovano allo stato non fessurato in qualsiasi situazione di carico.

La piattabanda è protetta da un manto bituminoso polimerico dello spessore di 5 mm connesso ai cordoli mediante una banda in PVC incollata con resina bicomponente.

La struttura è monolitica; non sono stati impiegati né giunti di transizione né apparecchiature d'appoggio.

Per gli elementi esposti quali i cordoli (**figura 6**) e i tiranti è stato utilizzato acciaio d'armatura resistente alla corrosione (X2CrNi12 acciaio TOP 12, Nr. 1.4003 secondo EN 10088).

state of the deck under dead loads. The deck is protected by a 5 mm thick bituminous polymeric membrane, which is connected to the edge with a PVC band glued with a 2-component epoxy resin.

The structure is monolithic, and no transition joints and no bearings were employed.

*For exposed elements such as the edges (**figure 6**) and for the tension ties, corrosion-resistant reinforcing steel (X2CrNi12 steel TOP 12, Nr. 1.4003 according to EN 10088) has been used.*

Dati di progetto principali

Committente	Comune di Samedan, Grigioni, Svizzera
Ingegnere civile	Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano, Svizzera
Consulente architettonico	Baserga Mozzetti Architetti, Muralto, Svizzera
Impresario costruttore	G. Lazzarini & Co AG Bauunternehmung, Samedan, Svizzera

Dati principali / Main data

	PRADÉ BRIDGE	ACLA CHUOZ BRIDGE	GRAVATSCHA BRIDGE
Luce:			
Span[m]:	38.0	33.0	30.0
Larghezza:			
Width [m]:	6.6	6.6	4.6
Acciaio:			
Steel [t]:	37.9	33.2	23.8
Calcestruzzo:			
Concrete [m³]:	201.7	173.8	107.7
Costo:			
Cost* [CHF]:	800'000	700'000	450'000
Costo:			
Cost [CHF/m²]:	3'200	3'250	3'350
Entrata in servizio:			
Service date:	October 2003	October 2003	October 2003

* Ottobre 2003/October 2003

Autore / Author

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
Ingg. civili dipl. ETHZ/SIA
INGEGNERI PEDRAZZINI sagl
via delle Scuole 1
CH-6900 Lugano
ingegneri@pedrazzini.com

04

Project title:

Fingerdock A at Kloten Airport

Structural type:

Airport building

Project goal:

Design of a precast building

Bauherr, Vorprojekt,
Projektleitung:
Bauprojekt, Bauleitung:
Bauingenieurprojekt:
Bauunternehmung:

Vorfabrikation:
Vorspannarbeiten:
Baujahre:

Flughafen-Immobilien-Gesellschaft, Zürich-Flughafen

Karl Steiner AG, Zürich
Huber+Bracher AG, Zürich
ARGE Fingerdock A: Lerch AG, Winterthur; Spaltenstein AG, Zürich; AG Baugeschäft, Winterthur;
Corti + Cie. AG, Winterthur; Conrad Zschokke, Zürich
SAW, Widnau; Copevo AG, Bremgarten
Stahlton AG, Zürich
1982–1985

1. Einleitung

Mit dem Bau eines Fingerdocks mit Fluggastbrücken, das dem bestehenden Terminal A zugeordnet ist, werden den 9 bestehenden Flugzeugabstellflächen des Fingerdocks (Terminal B) 14 weitere gebäudenahen Abstellplätze zugefügt. Das Konzept der gebäudenahen Flugzeugabstellplätze mittels Fingerdocks erhöht die Leistungsfähigkeit, die Wirtschaftlichkeit, sowie die Betriebssicherheit des bodengebundenen Verkehrs eines Flughafens (Fig. 1).

Das im Aufriss auf 2 getrennten Ebenen aufgebaute Grundkonzept, separiert die ankommenden von den abfliegenden Passagieren. Diese Forderung der Security wird mit einem wirtschaftlichen Sammelraumkonzept kombiniert (Fig. 2).

Die im Gegensatz zum bestehenden Fingerdock (Terminal B) prismatische, geometrische Form des Fingerdockes A erlaubt die flexible Disposition der Flugzeug-Aufstellung. Durch einfache bauliche Veränderungen an der Fassade und durch entsprechende Verschiebungen der Fluggastbrücken kann das FIDO A auch für die Andockung zukünftiger Flugzeugtypen angepasst werden.

Im Mittelbereich des FIDO A befindet sich an optimaler Stelle der neue Kontrollturm. Aus den beiden Kanzeln ist

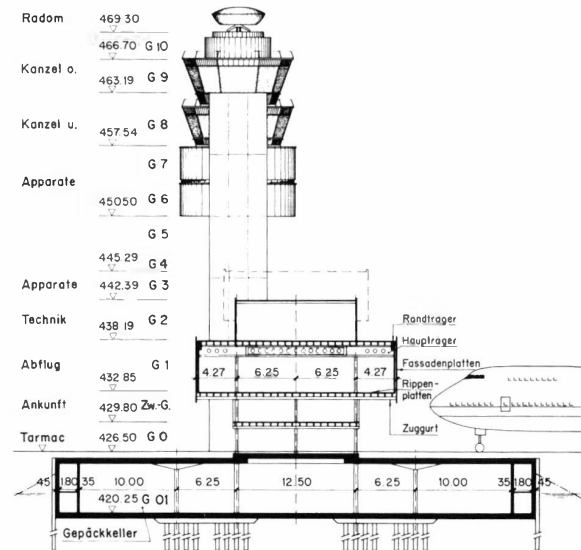
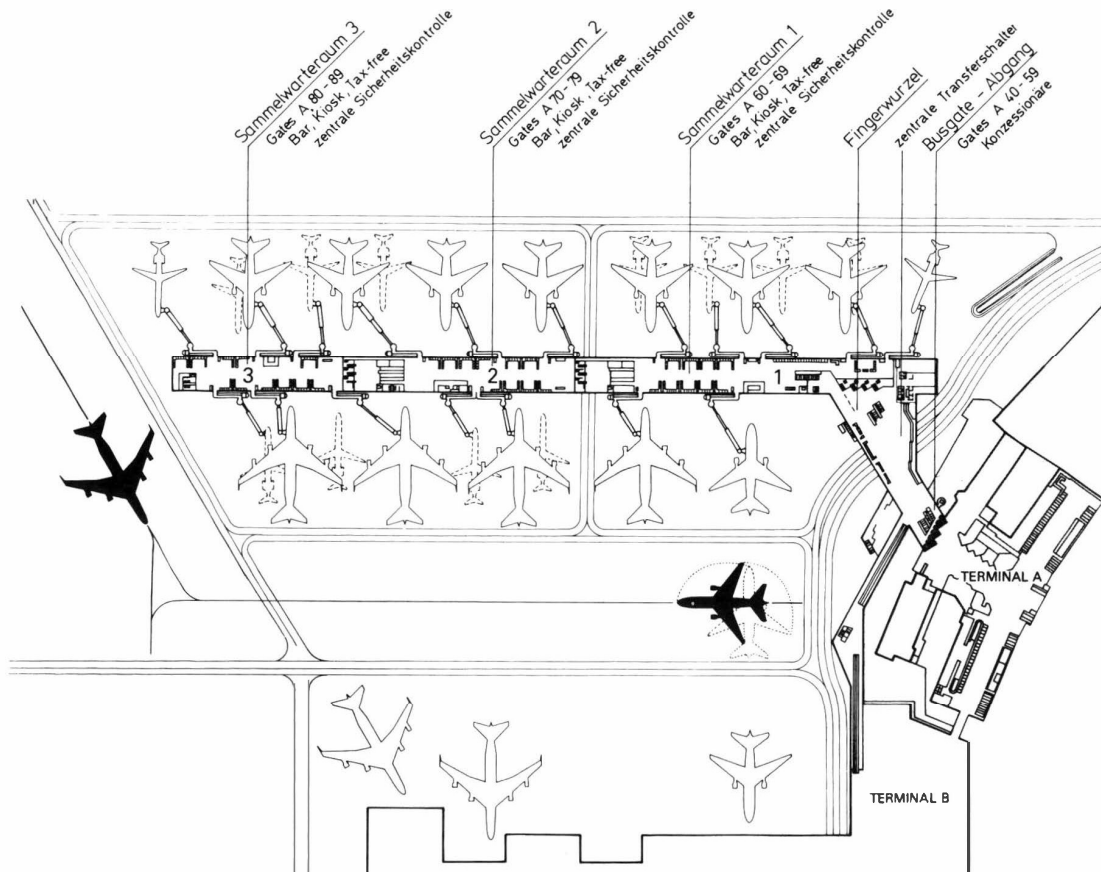


Fig. 2. Dockquerschnitt - Coupe en travers du dock - Fingerdock cross section

Fig. 1. Situation (Abfluggeschoss) - Plan de situation (étage de décollage) - Situation plan (aircraft starting deck)



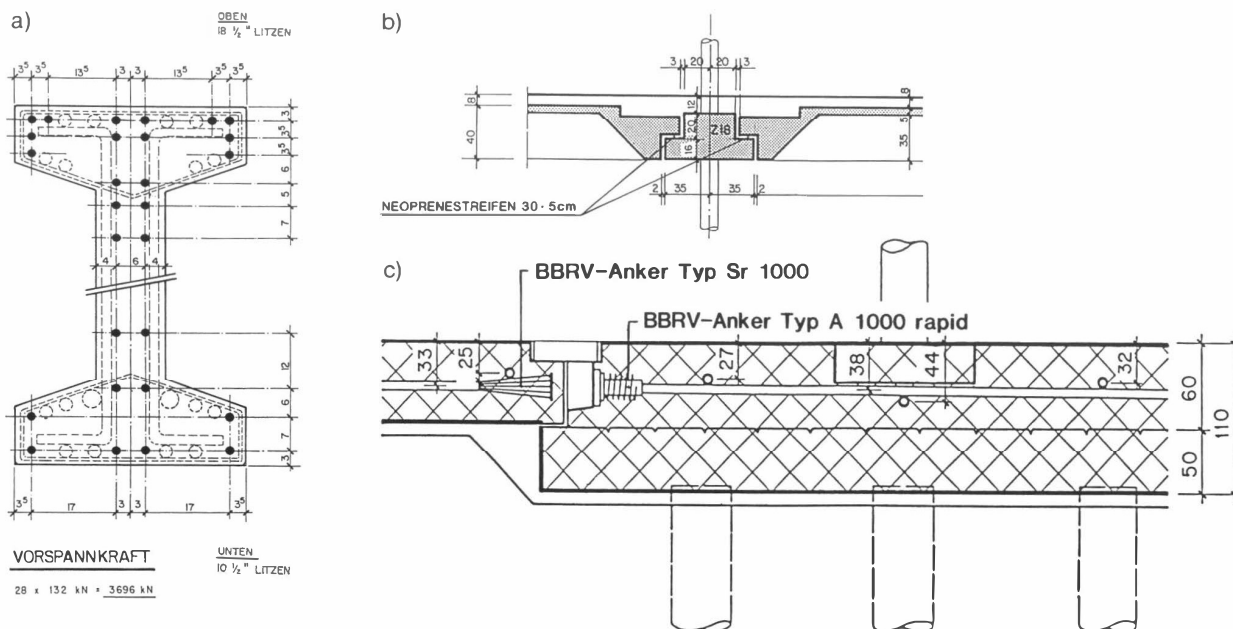


Fig. 3. Details: a) Querschnitt des Hauptträgers, b) Geschossdecke, c) Bodenplatte - Détails: a) Coupe en travers de la poutre principale, b) Dalle sur un étage, c) Dalle du plancher - Details: a) main girder crosscut, b) Storey slab, c) Floor slab

eine uneingeschränkte Sicht auf alle zu überwachenden Verkehrszonen, wie An- und Abflug-Bereich, Pistensystem, Rollwege, Vorfeld möglich. Die Fingerwurzel verbindet das Fingerdock A mit dem Terminal A, für transitierende Passagiere, verbindet der Air-side-Korridor das Fingerdock A mit dem Fingerdock B.

2. Tragkonstruktion

2.1 Foundation

Das Bauwerk ist in einer Tiefe von ca. 7 m¹ unterhalb der Tarmacebene fundiert. Die 60 cm starke Bodenplatte liegt auf Mittel- und Feinsandschichten von stark unterschiedlichen Lagerungsdichten auf. Deshalb wurde das ganze Bauwerk mittels Beton-Rammpfählen Ø 45 cm von bis zu 24 m¹ Länge in die unterhalb der unterschiedlich setzungsempfindlichen Sandschichten in die dicht gelagerte Moräne abgestellt.

Die ein Volumen von ca. 130'000 m³ umfassende Baugrube ist allseitig durch vertikale Baugrubenabschlüsse umrandet. Zur Hauptsache sind es Rühlwände; im Bereich des FIDO-Kanals wurden teilweise Spundwände gerammt.

Die Kellerbauten liegen bis zu 2,50 m¹ im Grundwasser. Während der Bauzeit der Kellergeschosse wurde das Grundwasser mittels Filterbrunnen, an einzelnen Stellen durch Wellpointfilter, bis unterhalb der Baugrubensole abgesenkt. Es wurde darauf geachtet, dass sich an den vertikalen Baugrubenabschlüssen kein Wasserdruck aufbauen konnte.

Die vertikalen Baugrubenabschlüsse sind durch je einen Erdanker pro Rühlwandfeld horizontal gestützt. Auf den Einbau einer Longarine konnte verzichtet werden. Die Kelleraussenwände sind mit der Rühlwand monolithisch verbunden. Da die Flugzeugabstellplätze am Dock, mit ihren beheizbaren Bodenfeldern aus 30 cm starkem Beton, sehr setzungsempfindlich sind und in den Kellerdeckenbereich ragen, musste dem Setzungsverhalten der Tarmacfläche im Bereich der Kelleraussenwände grosse Beachtung geschenkt werden.

2.2 Baukonstruktion unterhalb der Tarmacfläche

Die Kellergeschossbauten, das sind im Wesentlichen der ca. 12'500 m² grosse Gepäcksortierkeller und die technischen Räume sowie der Fingerdockkanal von 230 m Länge, sind in Ortsbetonkonstruktion mit partiellen Vorspannungen der Träger und Stützstreifen ausgeführt.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurde eine starre Grundwasserabdichtung mittels Sperrbeton gewählt. Alle Arbeitsfu-

gen sind nach dem Vandexverfahren abgedichtet. Die Kellerdecke im Bereich ausserhalb des Fingerdocks ist ebenfalls mittels einer starren Sperrbeton-Isolation abgedichtet; hier wurde zusätzlich das Vacuumverfahren zur Verdichtung der Betonoberfläche gegen anfallendes Meteorwasser ausgeführt. Die Anwendung von partieller oder teilweiser Vorspannung bietet besonders bei Betonbauten mit starrer Wasserisolation die Gewähr für eine möglichst rissfreie Konstruktion.

Bodenplatte: Die 60 cm starke Bodenplatte des Kellers wurde in den Stützenbereichen auf 110 cm verstärkt. Die Platte ist in 21 Felder von ca. 25×25 m¹ gegliedert und wurde kreuzweise zentrisch vorgespannt. Die Vorspannung verhindert die Bildung von Schwindrissen und vergrössert die Dichtigkeit der Bodenplatte. Um einen raschen Baufortschritt zu ermöglichen, kamen Rapid-Anker zur Anwendung. Diese Anker erlauben das Aufbringen der vollen Vorspannkraft beim Erreichen einer Betonfestigkeit von 20 N/mm². Spätestens 3 Tage nach dem Einbringen des Betons wurden die Kabel auf 100% gespannt. Bei den Arbeitsfugen sind die Kabel gekuppelt. Insgesamt wurden 14'900 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1000 (22Ø7) verlegt. 700 Stk. bewegliche Anker vom Typ A-Rapid, 530 Stk. feste Anker vom Typ S und 175 Stk. Kupplungen vom Typ Ka wurden verwendet (Fig.3).

Diese in beiden Hauptrichtungen der Bodenplatte aufgebraute Schwindvorspannung von ca. 1,12 N/mm² verhinderte das Auftreten von Schwind- und Temperaturrissen in der Anfangszeit des Bauwerkes. Dank der Leichtvorspannung in beiden Richtungen konnte die Bodenkonstruktion rissfrei gehalten werden.

Kellerdecke: Der im zentralen Bereich des Kellergeschosses liegende Gepäckkeller hat eine Grundfläche von ca. 9'100 m². Die Deckenstärke beträgt 60 cm und ist bei den Stützenbereichen bis 110 cm verstärkt. Beidseitig im Abstände von 6,25 m¹ zur Dockaxe, bilden 2 Differenzträger zusammen mit Unterzügen von 12,50 m¹ Länge, ein quadratisches Trägersystem. Seitlich davon wird die Decke bei den Stützen durch Flachpilze 5,00 m¹/5,00 m¹ verstärkt. Diese wirtschaftlichen Flachpilze wurden nur dort durch eingebaute Stahlpilze ersetzt, wo Installationen an der Deckenunterseite eine absolut flache Deckenunterseite erforderte. In der Längsrichtung des Docks betragen die Stützenabstände 12,50 m¹. In der Querrichtung des Docks sind die Stützenabstände 2,20 m¹/10,00 m¹/6,25 m¹/12,50 m¹/6,25 m¹/10,00 m¹/2,20 m¹. Dieser Stützenraster ist einerseits bestimmt durch die betrieblichen Installationen und

Belange des Gepäckkellers, andererseits musste er den Anforderungen der weitgehend vorfabrizierten Aufbauten über Tarmac genügen. Die Lasten der Mittelstützen in Dokkaxe der Abflug- und Ankunftsebene wurden mit den oben erwähnten Unterzügen von 12,50 m¹ Länge abgefangen. Neben dem eigentlichen Gepäckkeller sind ca. 3'400 m² technische Räume unterbegracht. Diese Kellergeschossbauten sowie der 230 m¹ lange FIDO-Kanal sind in konventioneller Stahlbetonkonstruktion ausgeführt. Die relativ kleinen Deckenspannweiten und die fehlenden Freiheitsgrade der Deckenbewegung der wandgestützten Kellerdecke ergeben keine Vorteile für die Vorspannung dieser Deckenteile.

Der 9100 m² grosse Deckenbereich des Gepäckkellers benötigte ca. 6'100 m³ Beton. Es wurden 6'010 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1900 (42Ø7) und 230 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1900 (31Ø7) verlegt (Gewicht der Vorspannarmerung ca. 741 kN), 280 Stk. bewegliche Anker A 1900 und 190 Stk. feste Anker Sq 1900, versetzt und 85 Stk. Kupplungen Ka 1900 vorgenommen. Das sind ca. 8,2 kg/m² Vorspannarmerung oder 12,2 kg/m³ Beton. Je nach Spannweite und Belastung sind pro Stützenstreifen 3–8 Kabel erforderlich. Alle Stützen im Kellergeschoss sind Vollstahlstützen. Zur Erhöhung des Brandwiderstandes wurde eine thermische Isolation von 3 cm auf die Stützen aufgebracht. Zu deren Schutz sind die Stützen mit Betonhalbschalen ummantelt.

2.3 Baukonstruktion oberhalb der Tarmacfläche

Die Wahl des Rohbaukonzepts erfolgte nach Massgabe der Wirtschaftlichkeit, der möglichst kurzen Baulermine, unter Berücksichtigung der betrieblichen Freizügigkeit und Flexibilität für spätere Anpassungen des Dockes an zukünftige Flugzeugtypen. Die langgestreckte prismatische Form mit ständiger Wiederholung der Bauelemente ergab zwangsläufig ein Rohbaukonzept in Vorfabrikation. Die Berücksichtigung aller wesentlichen Faktoren, wie die Wirtschaftlichkeit, kurze Baulermine, kostengünstiger Unterhalt der Bauten, und hier besonders auch die Belange der guten Schalldämmung etc., führten zum *System der massiven Vorfabrikation* mit Betonelementen.

Der Aufbau der Rohbaukonstruktion aus vorfabrizierten Betonelementen erfordert ein flexibles Vorfabrikationssystem, das auf einen beliebigen Stützenraster aufgebaut werden kann. Die Aufgliederung der Baukonstruktion in vorfabrizierte Elemente muss nach den Kriterien der industriellen Produktion erfolgen. Das bedeutet etwa, dass die einzelnen Elemente in möglichst grossen Serien produziert werden und ohne Schwierigkeiten zur Verwendungsstelle am Bau transportiert werden können. Als handlich in der Herstellung erweisen sich stabförmige Elemente, z.B. wie Stützen, Zuggurten, Profilträger, Rippenplatten und Fassadenelemente.

Die Grössen der Elemente sind weitgehend durch die Gebäudeabmessungen (Modul) und die Gewichtslimite pro Element vorgegeben. Dabei spielt die Gewichtslimite weniger beim Transport, als vielmehr bei der Montage der Elemente auf der Baustelle eine wichtige Rolle. Alle vorfabrizierten Elemente, ausser den Fassadenelementen, sind im Spannbettverfahren vorgespannt.

Fingerdock: Die beiden Personen-Verkehrsebenen, Ankunft und Abflug, sind mit Stahlstützen im Stützenraster 12,50x6,25 m auf die Kellerkonstruktion des Gepäckkellers bzw. des Fingerdocks abgestützt. Die Dachebene ist im Stützenraster 12,50x12,50 m gestützt. Die Einführung einer Mittelstütze zur Halbierung des Grundrasters 12,50x12,50 m ermöglichte die Anwendung eines wirtschaftlichen Vorfabrikationssystems. Die beiden Höhenknoten der Ankunft- bzw. der Abflugebene sind durch das Konzept der Ladebrücken (Neigungen!) als Randbedingungen vorgegeben. Die Höhenverhältnisse bedingen eine stark eingeschränkte Bauhöhe der beiden Deckenkonstruktionen über Tarmac und dem Zwischengeschoss. Beide Decken sind gleich aufgebaut und haben eine Konstruktionshöhe von 48 cm. Über die 3 Vollstahlstützen spannt sich eine zentrisch vorgespannte Zuggurte 36/70 cm von 12,50 m¹ (Ankunft), resp. 20,50 m¹ (Abflug) Länge. Der 20,50 m¹ lange obere Zuggurt ist an den beiden Enden in den Fassadenflächen an den 1,20 m¹ hohen Hauptträger der Dachkonstruktion angehängt. Auf



Fig. 4. Aufbau Vorfabrikation - assemblage des dalles préfabriquées - Prefabricated deck assembly

den Zuggurten sind die 2,25 m¹ breiten und 12,50 m¹ langen, vorgespannten Rippenplatten ($h=40$ cm) aufgelagert. Über die Rippenplatten wird ein armierter, statisch wirkender Überbeton von 8 cm Stärke aufgebracht (Fig.3). Das Zusammenwirken der montierten Elemente mit dem Überbeton wird durch Verbundbügel aus den Rippen der Platten und aus den Zuggurten gewährleistet. Der Überbeton integriert die stabförmigen, vorfabrizierten Elemente (Zuggurte, Rippenplatten) zu einer Art Flächentragwerk mit deformationsgünstigen Verteil- und Durchlaufwirkungen.

Der Aufbau der Dachfläche ist ähnlich den unteren Deckenkonstruktionen. Anstelle der Zuggurte werden 1,20 m¹ hohe und 20,50 m¹ lange Hauptträger (Profilträger) über 2 Stahlstützen gelagert (Fig.3). Darüber werden wieder 2,25 m breite und 12,50 m lange Rippenplatten montiert. Auf die Rippenplatten wird je nach Art der Aufbauten, ein 8–33 cm starker, statisch wirkender Überbeton aufgebracht.

Die Dachaufbauten (technische Räume) sind teilweise in Stahlkonstruktion mit Verbunddecken (Überbeton 10–15 cm) für Klimazentralen, oder dann in massiver Betonkonstruktion mit vorgespannten Flachdecken, für Räume mit lärmzeugenden Aggregaten und Kompressoren (z.B. Druckluftzentrale) ausgeführt. Die 30 cm starken und 12,50 m¹ weit gespannten Flachdecken der Aufbauten wurden mit Cona-Kleinspanngliedern 0,6" (ca. 6550 m¹) vorgespannt. Die Vorspannung diente der Verhinderung eines zu grossen Durchhangs der äusserst schlanken Flachdecken (Dekkenstärke: Spannweite=1:41).

Die horizontalen Windkräfte werden durch vertikale Treppen-, Lift- und Installationsschächte in Stahlbetonbauweise sowie durch den Schaft des Kontrollturmes aufgenommen. Durch den Zusammenschluss der einzelnen Bauwerksebenen an die vorher errichteten Steigschächte wurde die Rohbaukonstruktion horizontal stabilisiert.

Fingerwurzel: Die Tragkonstruktion der Fingerwurzel ist generell gleich aufgebaut wie das Fingerdock. Anstelle der Zuggurte, wurde bei der Decke über Tarmac ein zentrisch vorgespannter Träger 62/70 cm ausgeführt und die Rippenplatten ($h=40$ cm) ohne Einsattelungen darauf aufgelagert. Dieser einfachere Aufbau gegenüber dem Fingerdock war hier wegen der grösseren zulässigen Bauhöhe der Deckenkonstruktion möglich.

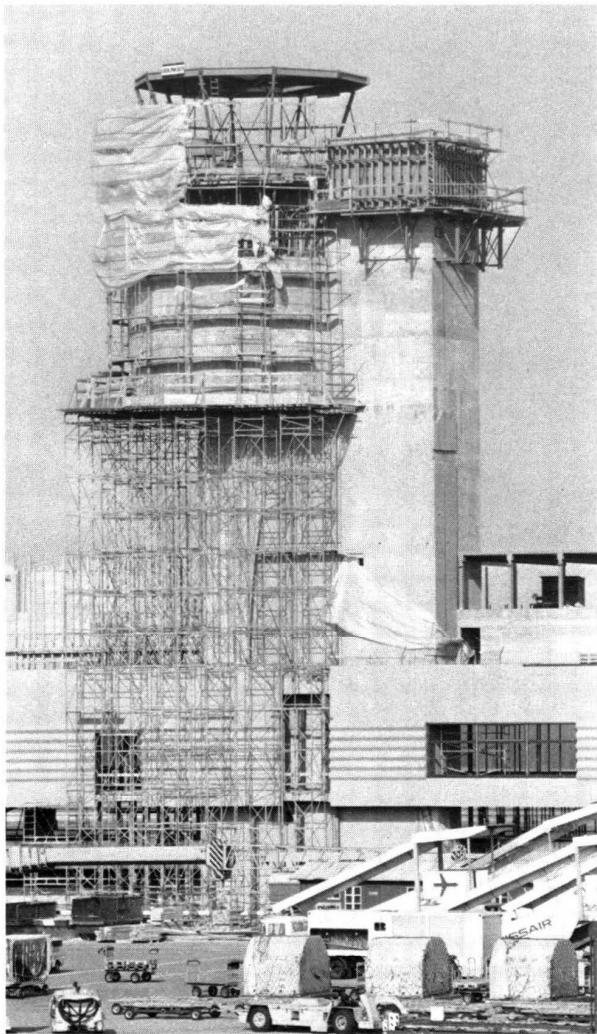


Fig.5. Kontrollturm - Tour de contrôle - Flight control tower

Die Dachkonstruktion ist gleich aufgebaut wie beim Fingerdock. Nur im Bereich des Anschlusses an den Terminal A und bei der zentralen Treppenanlage durchbrechen Oberlichtkonstruktionen die Standardausführung. Diese Oberlichtkonstruktionen sind weitgehend in konventioneller Stahlbetonbauweise ausgeführt.

Kontrollturm: Der neue Kontrollturm im mittleren Bereich des Fingerdocks ist mit seiner Höhe von ca. 45 m der dominierende Teil der ganzen Anlage. Die Abmessungen des Turmschaftes betragen im Querschnitt 5,60x12,04 m. Der rechteckige Turmschaft wurde in 2 Etappen mit einer Kletterschalung hochgezogen, wogegen die beiden runden Betonkanzeln G6+ G7 konventionell mit Lehrgerüst erstellt wurden. Die beiden Turmkanzeln G8+G9 sind verglaste Stahlkonstruktionen mit Verbundblechdecken. Die Stahlkonstruktion der Decken wurde am Boden montiert und dann in einem Stück mit einem mobilen Pneukran am Bau auf die Stahlstützen versetzt.

3. Bauausführung

Die grosse Ausdehnung des Baustellenbereiches erlaubte die parallel gestaffelte Ausführung der Bauarbeiten. Während in einem Baustellenbereich noch an den Kellergeschossen gearbeitet wurde, montierten in einem anderen Bereich weitere Unternehmer die vorfabrizierten Elemente der Dockaufbauten (Fig.6). Bei stark gedrängten Bauterminen war es von grosser Bedeutung ein gut spielendes Bauprogramm zu erstellen, das die Einsätze der vielen Unternehmergruppen koordinierte. Einzelne Bereiche, wie z.B. der Kontrollturbereich, wurden im Bauprogramm vorge-

zogen, so dass in etwa zur gleichen Zeit die Rohbauarbeiten des ganzen Fingerdocks von 450 m¹ Länge abgeschlossen wurden.

Kellergeschosse: Die Bodenplatte wie auch die Kellerdecke wurden in 21 Betonieretappen von ca. 25x25 m¹ aufgeteilt und schachbrettartig betoniert. Eine Betonieretappe hatte etwa das Volumen von 400–500 m³ Beton. Dank der Vakuumierung der Oberfläche der Kellerdecke war eine eigentliche Wasserabdichtung der Decke nicht notwendig. Der Abstand der Dilatationsfugen beträgt im Maximum 50 m¹.

Aufbauten über Tarmac: Die schnelle Montage der mehrstöckigen, vorfabrizierten Tragkonstruktion erforderte die Beachtung der Stabilität des Bauwerkes im Bauzustand. Die horizontale und vertikale Stabilität des Bauwerkes ist erst nach dem Aufbringen und dem Erhärten des Überbetons gesichert. Im Bauzustand wurden somit temporäre Montagespriessungen mit Schrägstreben bei den Stützen und vertikale Priessungen bei den Trägern notwendig. Mittels Montageschweissungen sind die Stahlstützen mit den vorfabrizierten Trägern verbunden.

Durch die gute Koordination der Arbeiten auf der Baustelle war es möglich, dass die meisten der bis zu 163 kN schweren Betonelemente direkt ab Transportfahrzeug mittels eines mobilen Kranes übernommen und am Bau montiert werden konnten (Fig. 4).

Hanspeter Huber

Kennzahlen

Länge Gebäude	450 m
Breite Gebäude	20 m
Volumen	300000 m ³ SIA
Baukosten	205Mio. Fr.

Materialaufwand Rohbau

Aushub	130000 m ³
Rammpfähle	15 km
Rühlwände	6000 m ²
Eisenbeton	40000 m ³
Schalungen	82500 m ²
Vorspannkabel	25 km
Armierungen	4000 t
Stahlstützen	650 t
Betonelemente Tragsystem	1000 Stk.
Betonelemente Fassade	500 Stk.

Zusammenfassung: Der neue Fingerdock A dient der Aufwertung des Flughafens Kloten und bietet 14 weitere gebäudenähe Flugzeugabstellplätze an. Die unter der Verkehrsebene Tarmac liegenden Kellergeschosse dienen den technischen Einrichtungen, besonders der Gepäcksortierung. Die unter Tarmac liegenden Bauten sind in konventioneller Stahlbetonkonstruktion mit partiellen Vorspannungen der Bodenplatte und der Kellerdecke ausgeführt. Die kreuzweise aufgebrachte leichte Vorspannung von 1,1 N/mm² der Bodenplatte verhinderte das Auftreten von Schwindrissen. Durch Kuppelungen der Kabel bei den Arbeitsfugen und 100% Vorspannen nach nur 3 Tagen wurden die Bauterminale verkürzt. Die Träger- und Stützstreifenvorspannung der Kellerdecke ermöglichte ebenfalls die Straffung der Bauterminale durch frühere Ausschallfristen der Decke.

Die Tragkonstruktion über Tarmac ist mit vorgespannten, stabförmigen Betonteilen aufgebaut. Alle Elemente sind im Spannbettverfahren mit Vorspannlitzen 1/2" (V=132 kN) vorgespannt. Zur Stabilisierung der Konstruktion der Lastverteilung und der Erzeugung von Durchlaufwirkungen dient ein armierter Überbeton. Die vertikalen Steigschächte sind betoniert und stabilisieren den Bau gegen horizontale Kräfte. Alle Stützen sind Vollstahlprofile. Dank der Anwendung von teilweise vorgespannten Betonkonstruktionen und der Verwendung der vorgespannten, vorfabrizierten Bauelemente konnte der Rohbau des Fingerdocks in nur 19 Monaten ausgeführt werden.

Résumé: La nouvelle jetée d'embarquement A sert à revaloriser l'aéroport de Kloten et offre 14 places supplémentaires de stationnement pour avions, situées à proximité des bâtiments. Les sous-sols situés en dessous de l'aire de stationnement servent aux installations techniques, et en particulier au triage des bagages.

Les bâtiments situés sous l'aire de stationnement ont été réalisés en béton armé traditionnel et comprennent un radier, ainsi qu'une dalle sur sous-sol partiellement précontraints. La légère précontrainte de 1,1 n/mm² appliquée de manière bidirectionnelle était destinée à empêcher la formation de fissures de retrait. Les délais de construction purent être raccourcis grâce aux

05

Project title:

Halle industrielle demontable à Cornaux

Structural type:

Factory Building

Project goal:

Design of building (change from timber to precast)

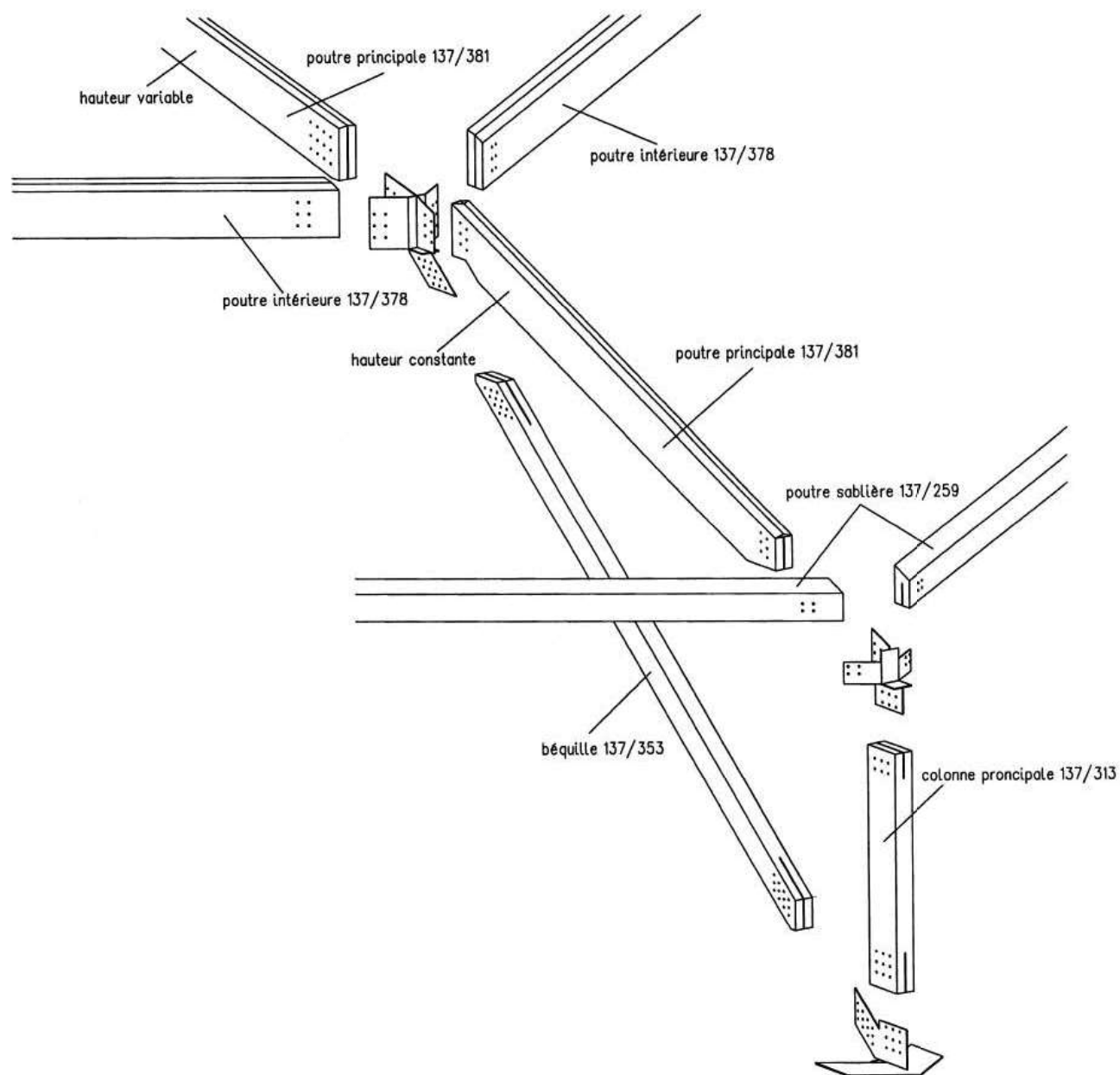


Fig. 8.20 Base de colonne sur le mur des gradins et liaisons entre colonne principale, poutre principale, béquille, poutres sablières et poutres intérieures.

8.5 Halle industrielle démontable

8.5.1 Introduction

- Lieu : CH - 2087 Cornaux NE.
- Année de construction : 1999.
- Maître de l'ouvrage : Association Expo.02.

- Entreprise générale : Batigroup SA, 4025 Bâle.
- Ingénieur structure bois : Concept Bois Technologie SA, Dr J. L. Sandoz, 1025 St-Sulpice VD.
- Charpente bois : Tschäppät SA, 2087 Cornaux.

En 2002 se tiendra l'exposition nationale suisse dans la région des trois lacs (Neuchâtel, Bienne et Morat). Afin de limiter l'impact sur l'environnement, la décision fut prise de présenter la plus grande partie de cette exposition sur des plateformes provisoires (*arteplages*) dont les composants pourront être réutilisés une fois la manifestation terminée.

Un concept de construction mixte acier-bois, dont l'originalité est d'être complètement démontable, a été développé pour ces plateformes. Elles sont supportées par des pieux battus (tubes métalliques de 540 mm de diamètre) sur la base d'un critère de refus, dans le lac de Neuchâtel, et sur un critère de longueur de fiche travaillant par frottement à Bienne. Le plateau est d'abord composé de poutres métalliques transversales (HEB 300), posées sur les pieux distants de 6.1 m, puis de mêmes poutres métalliques longitudinales sous-tendues, d'une portée de 12.2 m. Sur ces poutres sous-tendues est posé un tablier en bois, construit selon la technique de la *Dalle O-Portune* (marque et brevet en cours de validation). Cette dalle en planches vissées décalées est renforcée en surface par des panneaux en microlames (Kerto Q de 27 mm) lui conférant une meilleure isotropie. Le site de Cornaux, en bordure du canal de la Thielle, a été choisi comme place logistique pour le montage et le démontage des plateformes sur pilotis.

Les dalles sont d'abord préfabriquées à Bulle par segments de 2.44×12.2 m et acheminées par train sur le site de Cornaux (fig. 8.21 a), où elles sont assemblées pour former des éléments de plateforme de 12.2×24.4 m. Afin de faciliter le travail, le montage des poutres métalliques et des dalles en bois s'effectue en continu (9 éléments de plateforme) sur trois rails qui se trouvent à environ 2 m du sol, perpendiculairement au canal (fig. 8.21 b). Les éléments de plateformes sont ensuite transportés sur leurs emplacements définitifs par voie fluviale, pour ne pas affecter les villes concernées par un trafic supplémentaire de poids lourds. Pour permettre sous abri l'assemblage des dalles, la pose des panneaux Kerto de 1.8×10.8 m et le jointoiment d'étanchéité de ces derniers avec une *Compriband*, une halle de 34.24×45.0 m (~ 1540 m²), apte à recouvrir les trois derniers éléments de plateforme, a été construite en bordure du canal (fig. 8.21 b et 8.22).

Concept de la *Ferme Ariane*

Cette halle utilise le concept de la *Ferme Ariane* (marque et brevet en cours de validation). Cette ferme est constituée d'un treillis en planches vissées ou clouées, renforcées dans les nœuds par des goussets de panneaux en microlames permettant l'assemblage, également par vis ou par clous, des arbalétriers, entrants et diagonales. En fonction des efforts à reprendre, la *Ferme Ariane* évolue et peut être construite avec seulement trois couches (deux planches et un panneau) pour des charges et des portées faibles, et jusqu'à sept couches, dont deux renforts en panneau par nœud, pour les grandes portées et les charges élevées. Elle est mise en œuvre avec des planches brutes de scierie de longueur standard de 5 ou 6 m, avec des raccords alternés dans les arbalétriers et les entrants. En compression, les raccords sont simples à réaliser tandis qu'en traction, il faut vérifier le nombre de connecteurs pour transmettre les efforts.

Ce concept fonctionne tel quel jusqu'à environ 35 m de portée. Au-delà de 35 m et jusqu'à 55 m, les planches peuvent être remplacées par des BLC ou des lamibois LVL (*Laminated Veneer Lumber*). Les renforcements en panneau passent alors de 27 à 51 ou 57 mm d'épaisseur. Les vis sont aussi de diamètre supérieur, jusqu'à 12 mm.



(a) Transport ferroviaire des segments de *Dalle O-portune*.



(b) Vue générale de la halle et du montage surélevé des éléments de plateforme.



(c) Détails de l'angle du portique et de la stabilisation longitudinale.



(e) Pannes continues croisées sur appuis et attache du contreventement de toiture.



(d) Partie centrale de la *Ferme Ariane*.

Fig. 8.21 Vues générales et détails de construction de la halle.

8.5.2 Détails de construction

Comme toutes les dalles des plateformes sont uniquement constituées de planches brutes de sciage de 45/210 (classe de résistance II, selon SIA 164 [8.7]), sans traitement de préservation, et de panneaux Kerto Q de 27 mm destinés à être réutilisés après le démontage de l'Expo.02, il a été décidé de mettre en pratique ce principe de réutilisation et de l'appliquer en construisant la halle de Cornaux avec ces deux mêmes matériaux, sauf pour les pannes qui représentent 15 m³ de bois, soit 19 % du volume total. C'est le concept de la *Ferme Ariane* qui a donc été utilisé, avec seulement deux sortes de clous, pour tous les éléments: poteaux, béquilles, fermes (y compris arbalétriers, entrails et diagonales), contreventements de toiture et stabilisation longitudinale.

Ce concept permet de simplifier et de rationaliser la construction avec seulement 31 pièces différentes, sur un total de 1422, pour les planches (57.5 m³, soit 72 %) et 10 pièces différentes, sur un total de 364, pour le Kerto Q (7 m³, soit 9 %) de 27 mm d'épaisseur. Les pannes ont nécessité seulement 2 pièces différentes, sur un total de 144. Comme le site de Cornaux bénéficie d'une infrastructure (aire de travail et engins de levage), il a été possible, à part le débitage, d'effectuer, grâce à sa simplicité, la totalité du montage de cette halle sur le site même.

8.5.3 Système porteur

Le système porteur principal est composé de 12 portiques transversaux à deux articulations, ayant un niveau d'hyperstaticité de 1 (fig. 8.22). L'angle rigide de cadre est traité par triangulation avec un poteau

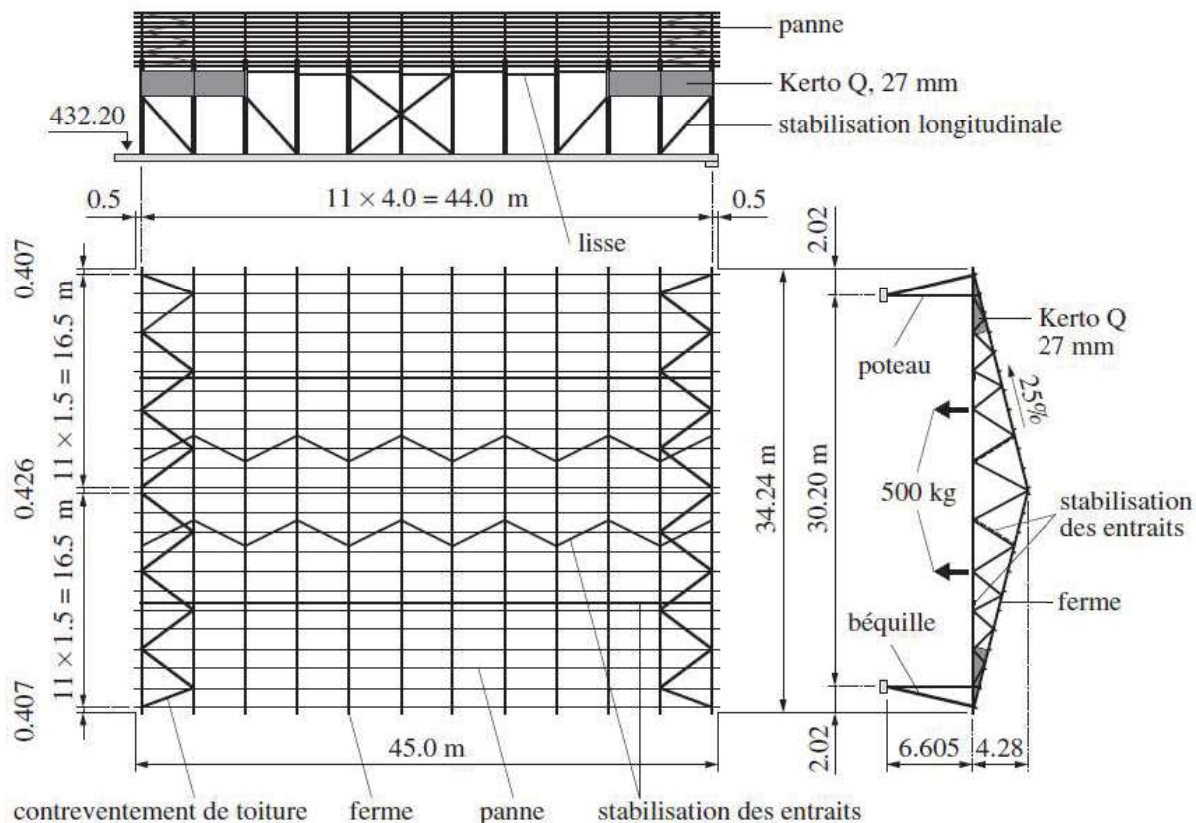


Fig. 8.22 Plan, élévation et coupe type de la halle.

vertical et une bécuille externe qui aboutit à l'extrémité angulaire de la ferme (fig. 8.21 c). Comme tous les systèmes hyperstatiques, ce cas de portique est vérifié avec l'hypothèse des pleines charges plus un tassement différentiel des appuis de 5 cm. Cette hypothèse est ici particulièrement bien adaptée car les fondations en sommier continu lissant la structure pour compenser le soulèvement sont posées sur un sol marécageux inondable.

La ferme est étudiée statiquement comme un treillis qui n'est pas seulement chargé aux nœuds, mais aussi entre les nœuds, par des pannes en bois massif supportant la couverture (fig. 8.21 d). Ces charges génèrent des sollicitations composées (flexion plus compression) dans l'arbalétrier qui est donc vérifié dans les nœuds et entre les nœuds avec cette interaction, en tenant compte du flambage. Les membrures supérieures et inférieures (arbalétriers et entrails) de ces fermes sont constituées de quatre couches de planches clouées avec joints transversaux alternés. Ces quatre couches moisent un panneau de Kerto central au droit des nœuds avec les diagonales qui n'ont qu'une couche de planches de chaque côté du panneau (fig. 8.23). Le tout est assemblé en alternance par des clous prépercés de 6-200 pour les membrures et de clous non prépercés de 3.8-110 pour les diagonales.

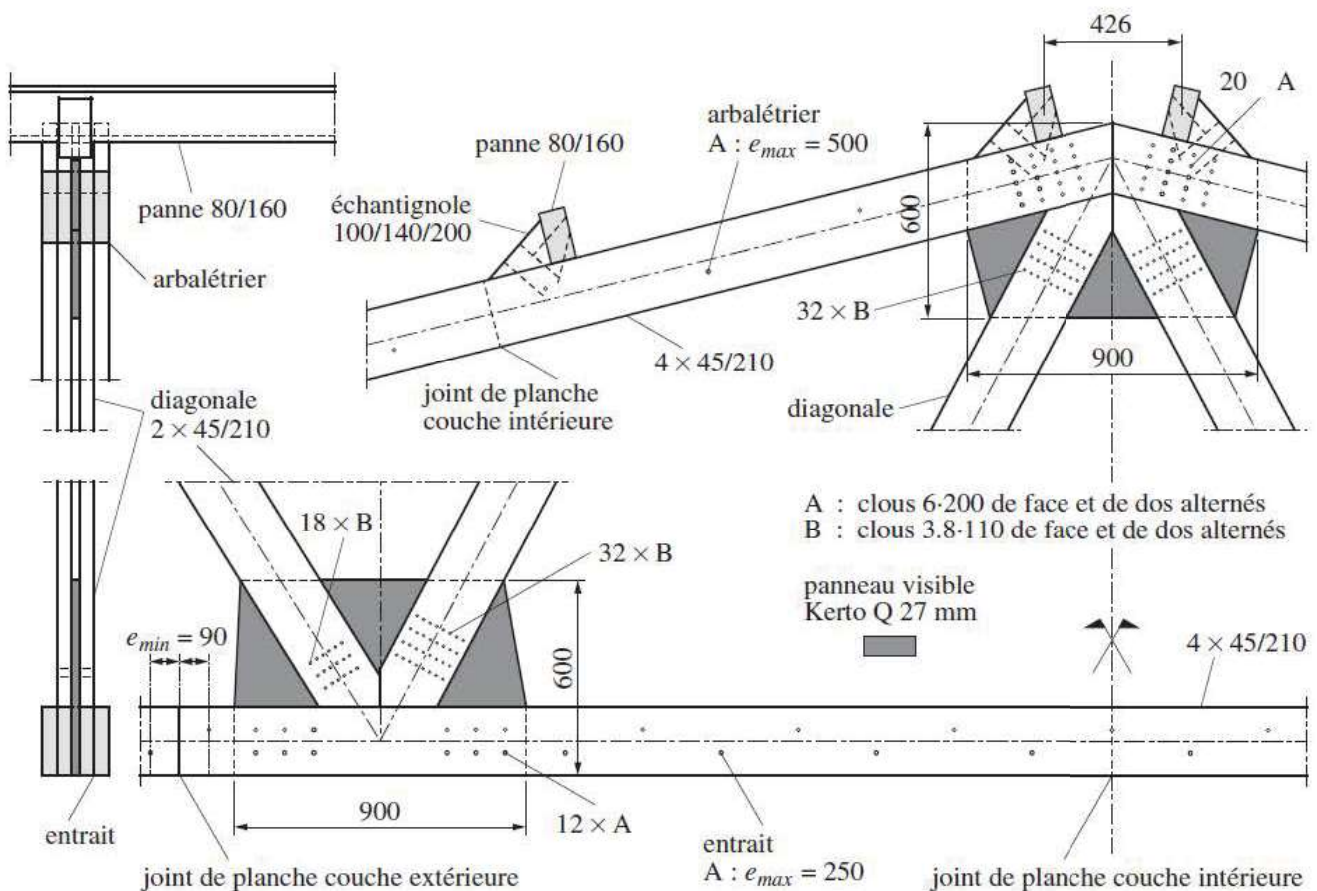


Fig. 8.23 Détails des nœuds aux extrémités de la diagonale centrale de la ferme.

Avec ce type de ferme, les efforts de cisaillement entre l'arbalétrier et le tirant sont très élevés sur les extrémités angulaires. L'âme en panneau Kerto est alors continue sur plus de 5 m (fig. 8.21 c et 8.24), et les connecteurs sont disposés sur toute la longueur pour reprendre la totalité du cisaillement. Selon les charges,

une diagonale renforce la stabilité transversale du panneau dont la dimension est optimisée en fonction du nombre de connecteurs nécessaires. Les nœuds sont étudiés et dimensionnés pour les différents cas de charge critiques et le système par couche permet d'augmenter le nombre de sections cisailées (par exemple deux avec un seul renfort, et quatre pour un double renfort). Les fermes, distantes de 4.0 m et dont l'arbalétrier est incliné à 25 %, sont en plus dimensionnées pour supporter deux charges ponctuelles au droit d'un nœud inférieur (fig. 8.22), ce qui induit un effort maximal de traction de 39 kN dans la diagonale centrale.

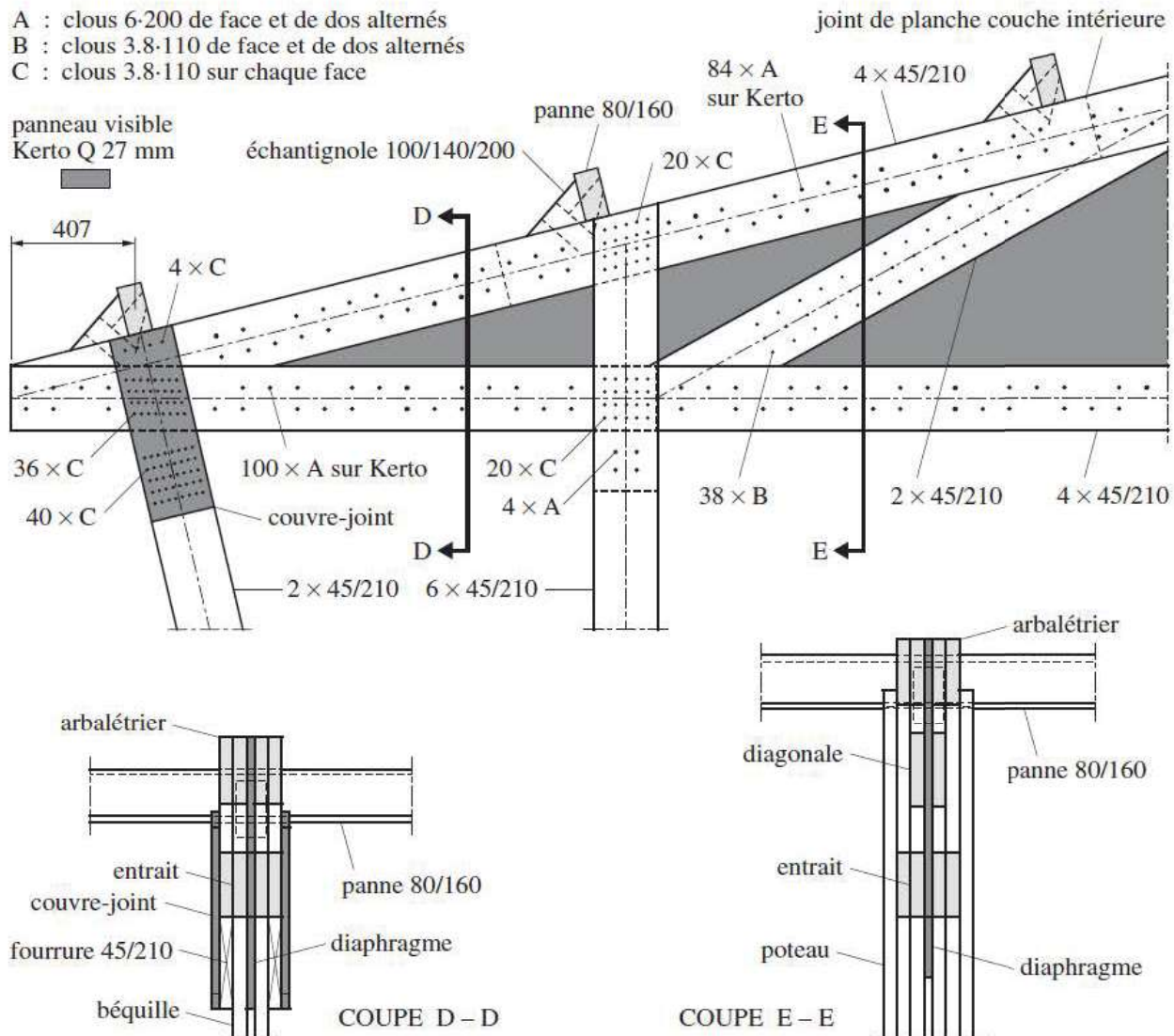


Fig. 8.24 Liaisons entre l'extrémité de la ferme, le poteau et la béquille.

Les fermes s'appuient directement sur les poteaux, composés de six couches de planches, et sur les béquilles, composées de seulement deux couches. Contrairement aux arbalétriers et aux entrails de la ferme, ces poteaux et béquilles sont continus (sans joints transversaux) avec un diaphragme central en Kerto aux extrémités et à mi-hauteur. Les béquilles sont assemblées à la ferme par des couvre-joints

cloués, également en Kerto, et ce sont les planches extérieures des poteaux qui permettent la liaison à la ferme (fig. 8.21 c et 8.24). Pour toute la structure, seules les bases des poteaux comportent des ferrures métalliques, assemblées aux poteaux et béquilles par boulons M12 (fig. 8.25). Les charges transmises aux fondations sont de 107 kN en compression, de 20 kN en traction et de 13 kN horizontalement.

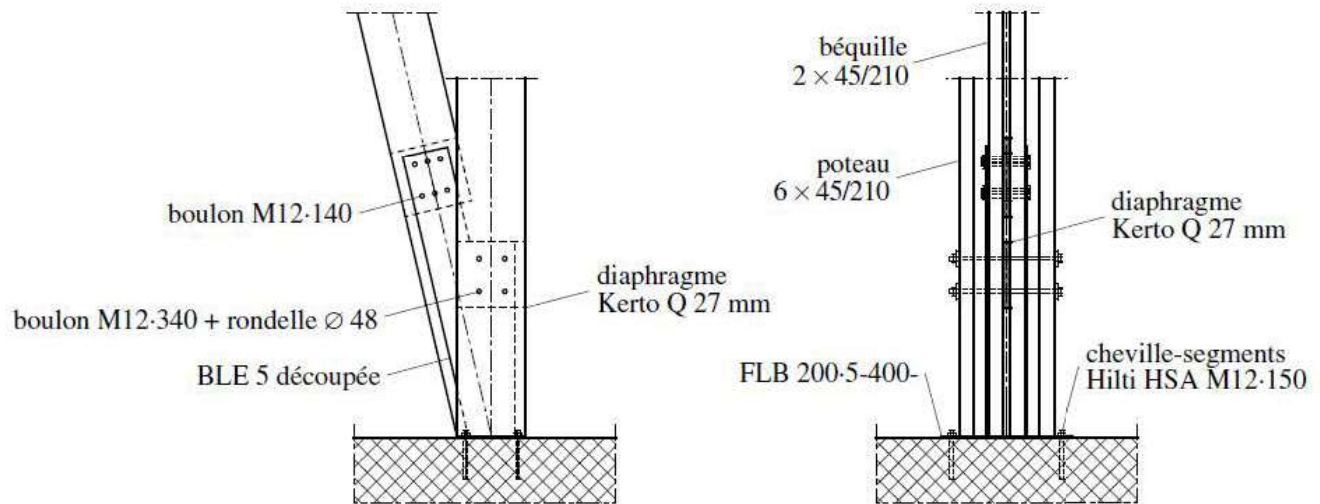


Fig. 8.25 Ancrage au sol du poteau et de la béquille.

Le système porteur secondaire est constitué par des pannes continues croisées sur tous les deux appuis avec une longueur de recouvrement de 1.0 m (fig. 8.21 e). Ces pannes en bois massif, également de classe II selon SIA 164 [8.7], ont une section de 80/160 et un entraxe de 1.5 m en plan. La couverture est en tôle profilée d'acier thermo-laquée, avec des zones translucides pour augmenter la luminosité dans la halle.

Stabilisation

La stabilité transversale est donc garantie par les portiques tandis que la stabilité longitudinale des entrails de fermes est assurée, au droit de deux diagonales transversales (fig. 8.22), par des planches reliant alternativement, sur toute la longueur de la halle, l'arbalétrier d'une ferme au tirant de la ferme suivante. Cette stabilisation est complétée, environ aux quarts de la portée des fermes, par une filière horizontale. En toiture, la stabilité est assurée par un contreventement triangulé, situé sous les pannes et entre deux fermes, à chaque extrémité de la halle (fig. 8.21 e et 8.22).

Les poteaux sont stabilisés longitudinalement par un diaphragme en Kerto à chaque angle avec, en partie inférieure, deux béquilles fonctionnant principalement en compression (fig. 8.21 c et 8.22). Des lisses et un contreventement central en croix de Saint-André complètent le système. Etant donné l'absence de paroi sur tout le pourtour de la halle, les surfaces verticales au vent sont faibles et ainsi les efforts sont relativement modestes, ce qui permet d'utiliser une seule section de 45/210 pour tous les éléments de stabilisation. Par contre, les efforts de soulèvement de la toiture sont importants.

8.5.4 Conclusions

La *Ferme Ariane* constitue une innovation structurelle basée sur l'utilisation d'éléments simples. Son principe est basé sur la superposition de couches de planches pour les membrures, complétée par des

panneaux centraux en microlames au droit des nœuds d'assemblage. Avec une portée de plus de 30 m et un cubage total de 79.5 m³, ce genre de construction, extrêmement économique, est simple à exécuter, y compris par une petite entreprise de charpente. Cependant, ce type de ferme est très fragile hors de son plan et nécessite une attention particulière lors de sa manutention. Au besoin, elle peut être renforcée pendant cette opération.

Références

- [8.1] GÖTZ, K.-H., HOOR, D., MÖHLER, K., NATTERER, J. *Construire en bois*. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes, 1988.
- [8.2] NATTERER, J., HERZOG, T., VOLZ, M. *Construire en bois 2*, deuxième édition augmentée. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes, 1998.
- [8.3] La Halle de rencontres de Martigues: un monument à la gloire du lamellé collé! *Le Nouveau Journal de charpente-menuiserie-parquet*, 1994, n° 29, pp. 27-33.
- [8.4] LE GOVIC, C. *Les assemblages dans la construction en bois*. Paris: Centre technique du bois et de l'ameublement, 1995, pp. 124-127.
- [8.5] Die grosse Halle von Martigues. *Bauen mit Holz*, 1994, vol. 96, n° 2, pp. 83-87.
- [8.6] NORME SIA 160. Edition de 1989. *Actions sur les structures porteuses*. Zurich: Société suisse des ingénieurs et des architectes, 1989.
- [8.7] NORME SIA 164. Edition de 1981/92, mise à jour 1992. *Constructions en bois*. Zurich: Société suisse des ingénieurs et des architectes, 1992.

06

Project title:

Atelier de production et bâtiment administratif à Steg

Structural type:

Factory Building

Project goal:

Design of building (change from timber to precast)

8.2.4 Conclusions

Malgré la portée importante de la halle, le recours au système en forme de caisson encastré à une extrémité ainsi que la disposition judicieuse du système porteur secondaire ont permis d'obtenir une structure qui surprend par sa légèreté. Comme la structure est complètement protégée des intempéries, aucune mesure de protection particulière n'a été prise à part un enduit hydrofuge pour le transport et le montage ainsi qu'une imprégnation fongicide par trempage afin d'éviter le bleuissement. Les parties métalliques sont zinguées à chaud, puis peintes pour des questions esthétiques.

L'originalité de la conception de cette halle de Martigues, qui allie une technologie de pointe à une réussite esthétique, lui a valu de recevoir l'*European Glulam Award* en 1994.

8.3 Atelier de production et bâtiment administratif

8.3.1 Introduction

- Lieu : CH - 3940 Steg (VS).
- Année de construction : 1995.
- Maître de l'ouvrage : Oberwalliser Verein zur Förderung Geistig.
- Architecte : Institut für Architektur und Bautechnologie AG (IAB), 3900 Brig.
- Ingénieur structure bois : Bois Consult Natterer SA, 1163 Etoy.

L'ensemble est composé d'un atelier de production d'un étage sur rez-de-chaussée, couvrant une surface de 36.0×44.4 m (~ 1600 m²), et d'un bâtiment administratif, également d'un étage sur rez-de-chaussée, de 11.0×42.27 m (fig. 8.7). L'atelier de production abrite des personnes handicapées physiques et mentales qui fabriquent divers éléments destinés à la signalisation routière. Ces deux bâtiments indépendants sont reliés par un passage fermé au niveau du rez-de-chaussée (fig. 8.13 a).

D'après l'analyse effectuée sur plusieurs variantes, cette solution comprend le plus faible volume de matériaux. La solution qui consistait à utiliser des rondins dédossés sur deux faces n'était pas économique puisque le prix inférieur du bois n'arrive pas à couvrir le surplus de bois et de béton nécessaire.

Comme Steg se trouve dans la zone de risque sismique suisse la plus défavorable (zone 3b) selon l'échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) [8.6], les contreventements des deux bâtiments ont dû être dimensionnés en conséquence.

8.3.2 Atelier de production

Système porteur

Le système porteur horizontal est constitué, dans les travées extérieures, de poutres principales mixtes bois-béton en té d'une portée de 14.4 m avec un porte-à-faux de 3.78 m dans la travée centrale (fig. 8.8 et 8.9 a et b). L'âme de ces poutres comporte trois sections en BLC, collées entre elles. La section interne, de hauteur et de largeur réduites, collabore avant tout au cisaillement. La dalle de compression, en béton armé, assure également la reprise des charges entre les âmes dont l'entraxe est de 4.0 m. Ces éléments sont liés au moyen d'entailles et de goujons d'ancrage à précontrainte dont la disposition est visible à la figure 8.8.

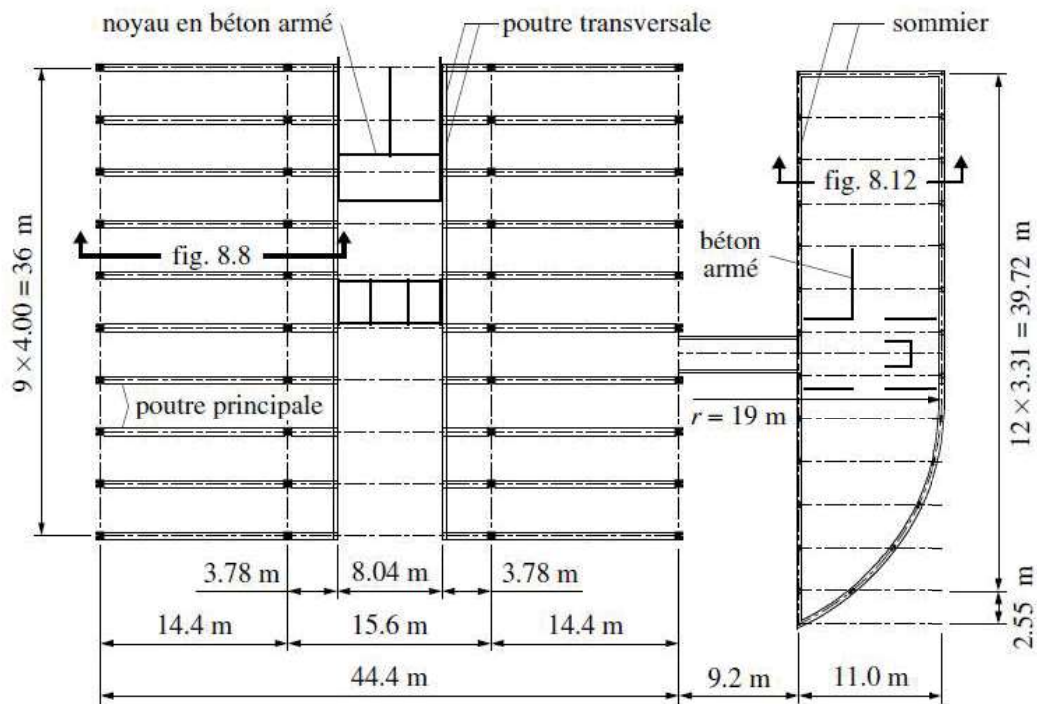


Fig. 8.7 Vue générale et plan de l'atelier de production à gauche et du bâtiment administratif à droite.

Sur la face inférieure de la dalle, des planches clouées, comportant un profil spécial d'amélioration acoustique (fig. 8.9 d), constituent le coffrage perdu, ainsi que le plafond fini. Elles sont mises en place par panneaux préfabriqués en atelier de 675 mm de largeur (fig. 8.9 c et d) et n'assurent, au stade final, aucune fonction statique, si ce n'est une protection en cas d'incendie. Lors du bétonnage, ces planches supportent le poids du béton et seules les âmes des poutres sont étayées.

Dans la travée centrale, la portion entre les deux porte-à-faux est couverte par une dalle mixte bois-béton de 8.04 m de portée, dont la partie bois est également composée de planches clouées. Cette disposition est nécessaire afin de disposer d'un gabarit suffisant pour la distribution de la ventilation et les installations techniques.

Entre la dalle sur rez-de-chaussée, qui est prévue pour supporter une charge de 800 kg/m^2 , et la dalle de toiture, le principe statique est conservé; seules les dimensions et la répartition des goujons sont adaptées aux charges de cette dernière. Les porteurs verticaux, en BLC, sont constitués de deux sections de 200/600 qui encadrent une section de 160/450. La stabilité du bâtiment est assurée par deux noyaux en béton armé (fig. 8.7), ainsi que par les dalles.

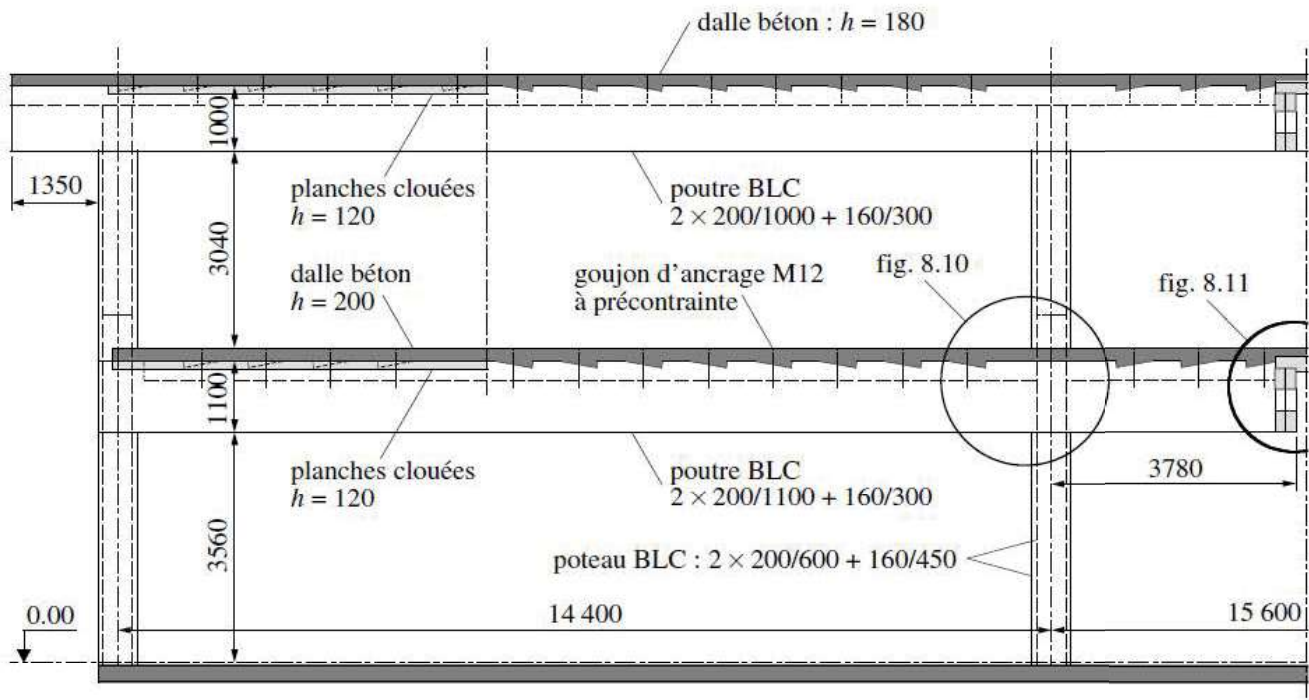


Fig. 8.8 Coupe type partielle de l'atelier de production.

Détails

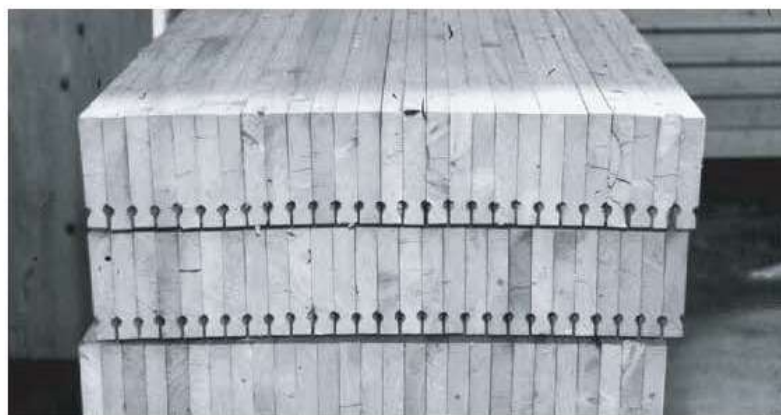
Au droit de la liaison entre la poutre mixte bois-béton et le poteau central (fig. 8.10), les deux sections externes de ce dernier sont interrompues, tandis que la section médiane est prolongée de 0.5 m en dessus du niveau de la dalle; c'est alors la section centrale de la poutre, de même largeur, qui est interrompue, tandis que les deux sections externes sont continues. Cette disposition crée un appui à fourche pour l'âme des poutres en té, les stabilisant sur appui et lors du montage. Une fois la dalle de béton coulée, les deux sections externes supérieures du poteau sont alors simplement posées, avec les précautions d'usage, sur cette dernière et liées avec la partie centrale en attente. La continuité de la poutre et du poteau ainsi que la transmission directe des charges sont de cette façon assurées de manière fort simple. Les sections externes continues des poutres en té s'appuient sur les poteaux par l'intermédiaire d'un profilé métallique HEAT, afin de limiter les contraintes perpendiculaires aux fibres.



(a) Montage des poutres principales et transversales en travée centrale.



(b) Vue intérieure avec noyau en béton.



(d) Panneaux de planches clouées avec le profil d'amélioration acoustique.



(c) Mise en place des panneaux de planches clouées entre les poutres principales dont on distingue bien les entailles.



(e) Liaison entre la poutre principale et les poutres transversales moisées.

Fig. 8.9 Détails de l'atelier de production.

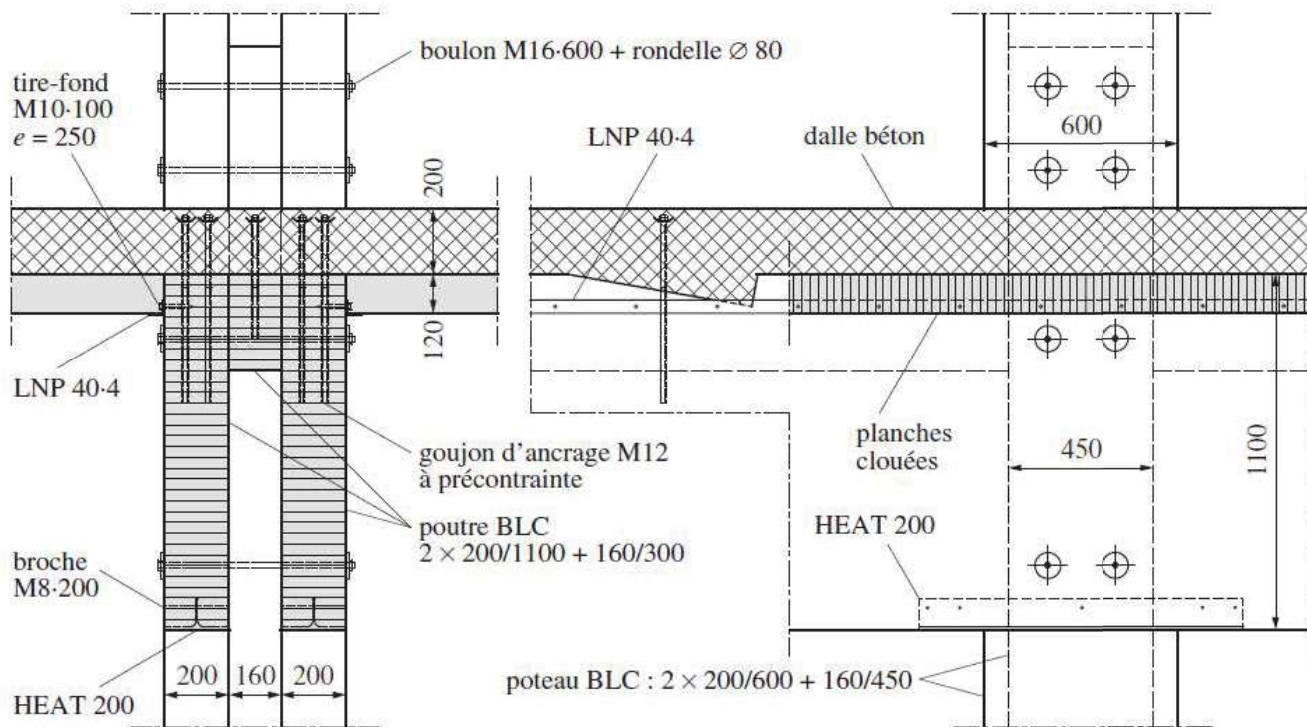


Fig. 8.10 Liaison type entre la poutre principale mixte bois-béton en té et le poteau central au niveau du premier étage de l'atelier de production.

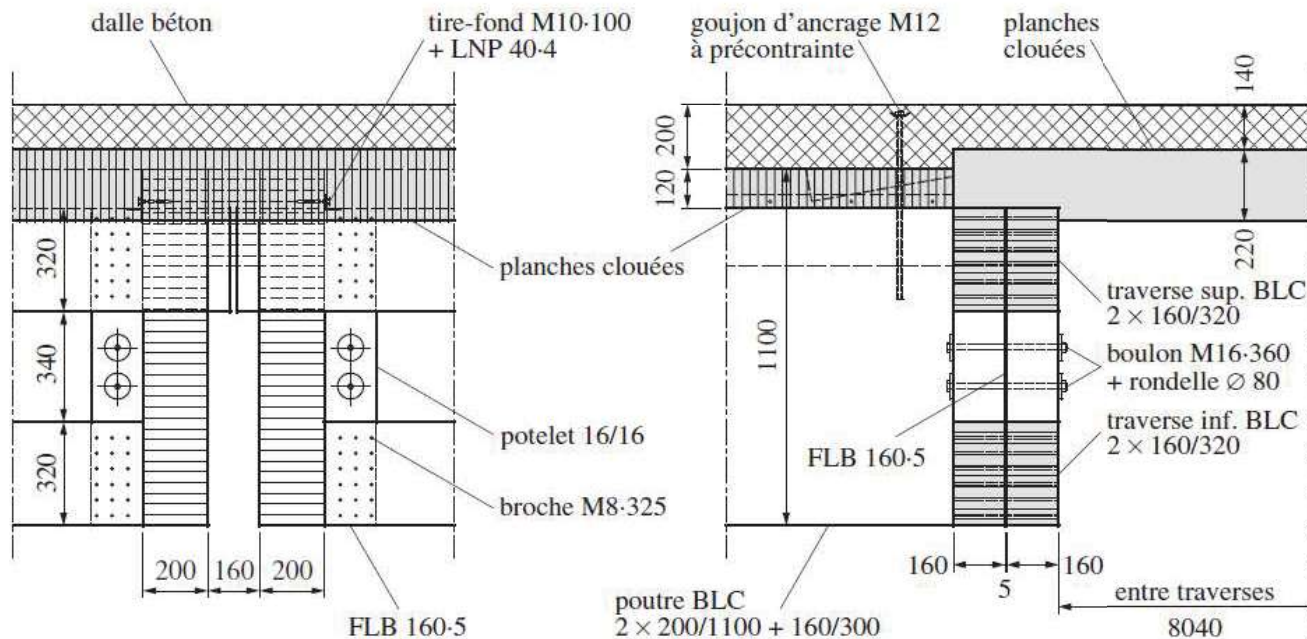


Fig. 8.11 Extrémité des poutres en porte-à-faux dans la partie centrale de l'atelier de production.

En raison des efforts de cisaillement importants à l'interface, les entailles de liaison entre les âmes en BLC et la dalle de béton ont été choisies en adent afin d'augmenter la section cisailée (fig. 8.9 c).

Dans la travée centrale, l'extrémité des poutres en porte-à-faux est reliée par des poutres transversales moisées et composées de traverses inférieures et supérieures reliées par des tôles centrales et des potelets pour maintenir l'écartement (fig. 8.9 e et 8.11). Seules les traverses supérieures reposent sur l'extrémité des porte-à-faux et permettent l'appui de la dalle mixte bois-béton de 8.04 m de portée.

8.3.3 Bâtiment administratif

Système porteur

Le système porteur horizontal est constitué de dalles mixtes bois-béton, dont la partie bois est composée de planches clouées (fig. 8.12 et 8.13 c). L'épaisseur totale de la dalle mixte n'est que de 38 cm pour une portée de 11 m. La liaison entre les deux matériaux s'effectue par des entailles et des goujons à précontrainte dont la disposition est visible à la figure 8.12. La répartition de ces goujons est plus dense dans les entailles extérieures que dans celles du centre, proportionnellement au flux des efforts de cisaillement. Les deux dalles possèdent les mêmes caractéristiques, le bâtiment administratif ayant été dimensionné pour accepter un éventuel deuxième étage.

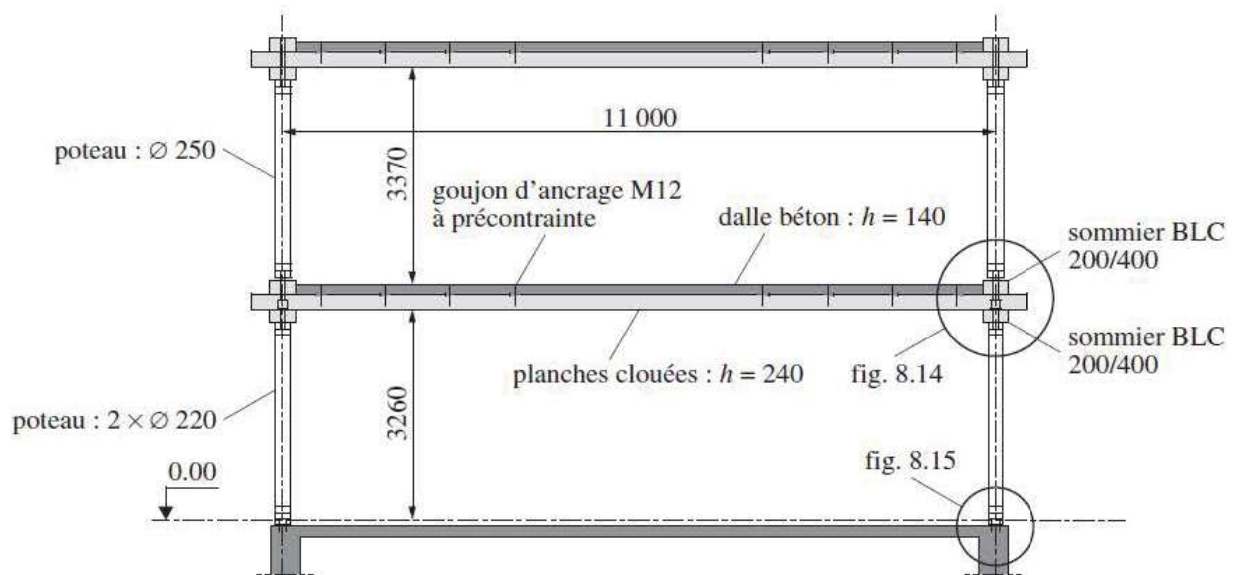


Fig. 8.12 Coupe type du bâtiment administratif.

En façade, les planches clouées reposent entre deux sommiers en BLC couchés. L'effet de bandeau qui serait créé par un sommier unique vertical, de hauteur plus importante, est ainsi évité. En outre, la disposition horizontale des planches du BLC lui permet de s'adapter à la courbure du bâtiment. Ces sommiers prennent à leur tour appui sur des poteaux en bois rond (fig. 8.13 b) qui sont doublés au rez-de-chaussée, compte tenu du cumul des charges.

La stabilité du bâtiment est assurée par des murs en béton armé (fig. 8.7) et par les dalles.



(a) Passage entre les deux bâtiments et détails des façades.



(c) Planches clouées avec le sommier inférieur et les goussets circulaires au-dessus des poteaux.



(b) Colonne en façade avec entaille de retrait et liaisons entre les sommiers et les planches clouées.

Fig. 8.13 Passage fermé entre les deux bâtiments et détails du bâtiment administratif.

Détails

Afin d'éviter les problèmes de compression perpendiculaire aux fibres et d'assurer la protection contre l'incendie, la transmission des charges entre les poteaux est réalisée, de bas en haut, par quatre pièces métalliques distinctes, partiellement noyées dans la dalle et les sommiers (fig. 8.14) :

- deux goussets circulaires (au-dessus des colonnes inférieures), munis d'un trou central de 70 mm de diamètre et de fers plats en croix qui sont enchâssés dans les entailles des poteaux (fig. 8.13 c) ;
- un profilé métallique HEB sur lequel sont soudés deux fers ronds de 70 mm de diamètre sur son aile inférieure et un sur son aile supérieure ;
- un gousset circulaire (au-dessous de la colonne supérieure) avec les mêmes caractéristiques que ci-dessus.

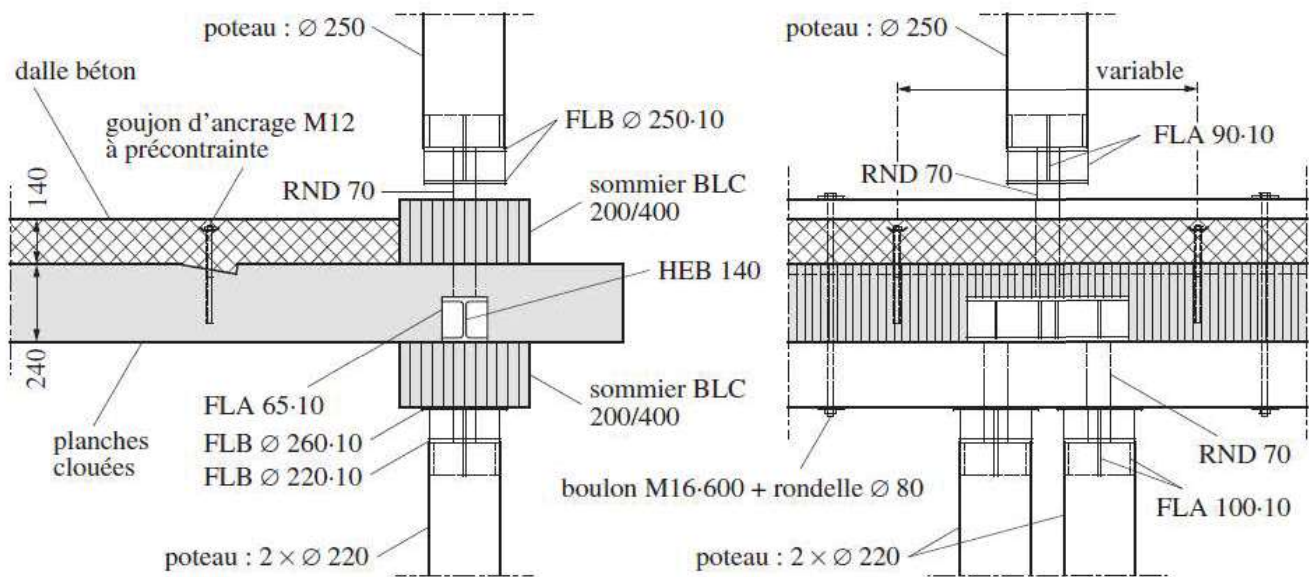


Fig. 8.14 Liaison type entre la dalle mixte, les sommiers et les poteaux au niveau du premier étage du bâtiment administratif.

La conception et la planification de cette liaison permet une mise en œuvre simple et rapide sur le chantier, selon les étapes suivantes :

- mise en place des colonnes inférieures avec les goussets métalliques déjà enchâssés à chaque extrémité;
- mise en place du sommier inférieur continu sur appui, préalablement percé de deux trous pour le passage des fers ronds;
- solidarisation des colonnes et du sommier en introduisant le HEB avec ses trois fers ronds soudés;
- mise en place des panneaux de planches clouées qui sont entaillées au droit du HEB;
- mise en place du sommier supérieur continu sur appui, préalablement percé et introduit dans le fer rond en attente;
- solidarisation des deux sommiers et des planches clouées au moyen de cinq boulons M16 par travée, la charge étant ainsi répartie entre les sommiers supérieur et inférieur (fig. 8.13 b);
- bétonnage de la dalle avec une contreflèche de 35 mm en son centre;
- mise en place, sur le fer rond en attente, de la colonne supérieure.

L'ancrage des poteaux au niveau du rez-de-chaussée est conçu de manière classique avec quatre tiges filetées préalablement scellées dans le béton (fig. 8.15).

Une entaille de retrait a été exécutée sur tous les poteaux afin de limiter la fissuration sauvage (fig. 8.13 b).

8.3.4 Conclusions

Bien que la technique des structures mixtes bois-béton soit maintenant bien développée, l'atelier de production constituait la première utilisation de poutres en té avec des portées et des charges aussi importantes. Le résultat est un bâtiment industriel qui, par l'aspect chaleureux du bois, permet d'améliorer sensiblement les conditions de travail. Par contre, la solution consistant à intégrer les éléments porteurs en

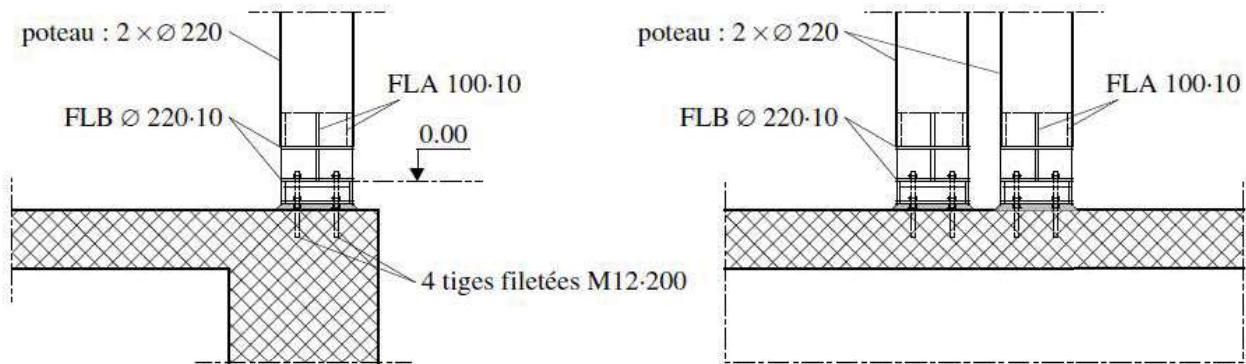


Fig. 8.15 Ancrage des poteaux au niveau du rez-de-chaussée du bâtiment administratif.

façade, si elle clarifie d'entrée le système statique, nuit à la bonne conservation des éléments, par l'alternance des conditions de température et d'humidité entre les faces interne et externe.

Quant au bâtiment administratif, la portée libre des dalles mixtes bois-béton permet de disposer, au rez-de-chaussée, d'une cafétéria sans porteur intermédiaire et laisse une grande souplesse pour l'aménagement des locaux.

8.4 Salle polyvalente

8.4.1 Introduction

- Lieu : F - 67000 Strasbourg.
- Année de construction : 1999.
- Maître de l'ouvrage : Association immobilière de l'Ecole Michaël.
- Architecte : Atelier architecture & soleil, 67000 Strasbourg.
- Ingénieur structure bois : Concepts Bois Structure, Dr J. L. Sandoz, 25190 Saint-Hippolyte.

Le projet consiste en une extension sur deux étages, reliée directement au bâtiment principal, de l'Ecole Michaël (fig. 8.16 a). Le niveau inférieur, partiellement enterré, est en béton et comporte entre autres quelques classes d'enseignement. L'étage est destiné à un espace polyvalent dont la scène est incorporée, par une ouverture, dans l'ancien bâtiment. La dalle, qui comprend au sud des gradins, est destinée à recevoir une structure porteuse en BLC (fig. 8.16 b) recouverte, en structure secondaire, de planches clouées dont le champ inférieur comporte un profil spécial d'amélioration acoustique. Les parois extérieures sont réalisées en système ossature bois.

Le problème d'intégration de cette nouvelle structure devait répondre aux exigences dues au classement comme monument historique du bâtiment existant. C'est finalement la forme pentagonale qui a été retenue avec une rupture de pente à mi-toiture, à cause des hauteurs imposées par la salle et le bâtiment principal, ce qui permet aussi de diminuer la surface des éléments plans. Plusieurs solutions ont été envisagées pour les cinq poutres principales (arc, cadre, poutre continue) et c'est finalement la poutre avec béquille, de la colonne jusqu'à la rupture de pente, qui a été retenue pour sa légèreté et sa meilleure adaptation à l'enveloppe. En outre, afin de marquer visuellement la différence entre le système porteur et la couverture en planches clouées, le pin d'Oregon ou Douglas (*Pseudotsuga menziesii*), offrant une couleur plus foncée et de bonnes qualités mécaniques, permettait un meilleur contraste avec les planches clouées en épicéa de teinte claire (fig 8.16 d).

07

Project title:

Replacement of bridge Tembembe in Mexico

Structural type:

Bridge

Project goal:

Adaptation of multi span bridge from in-situ to precast solution

Zeitschrift: IABSE structures = Constructions AIPC = IVBH Bauwerke
Band: 12 (1988)
Heft: C-47: Repair and rehabilitation of bridges: case studies II

Artikel: Réparation du pont Tembembe (Mexique)
Autor: Tourneur, Christian
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-20931>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 11.02.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>



1. Réparation du pont Tembembe (Mexique)

Maître d'ouvrage: *Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) Mexico*

Bureau d'études: *Euro Estudios de Mexico*

Entreprise générale: *Freyssinet de Mexico*

Durée des travaux: *4 mois*

Exécution: *1987 – 1988*

Quantités mises en œuvre

Résine d'injection	200 kg
Perforations par percussions	160 m
Perforations outil diamant	30 m
Câbles 12 T 13	5700 kg
Câbles 12 O 7	580 kg
Câbles 1 T 15	1300 kg
Acier à béton	10200 kg
Béton	76 m ³
Mortier sans retrait	2000 l
Joint de chaussée Mex. T50	17 m

Localisation

Situé à l'ouest de Mexico sur la route à péage Mexico-Acapulco, le pont Tembembe franchit un ruisseau entre Cuernavaca et Taxco. C'est un ouvrage de 75,50 m, constitué de 3 travées.

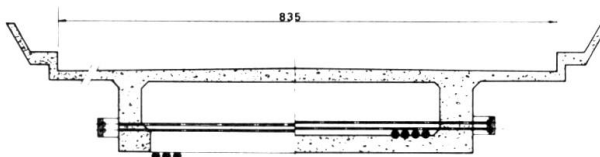
Il reçoit journalièrement 4500 véhicules légers et lourds reliant le centre sidérurgique de Lázaro Cárdenas aux régions sud et est du pays.

Ouvrage

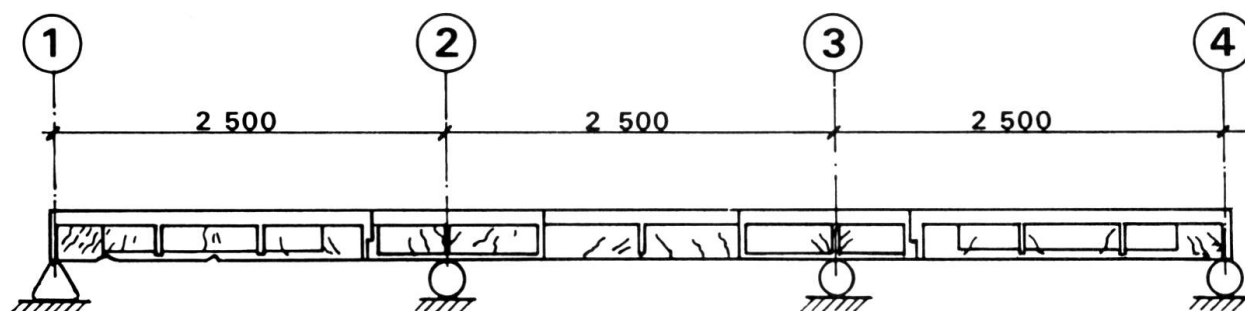
Construit en 1954, l'ouvrage en béton armé était prévu pour des cas de charge HS15 (camions de 24,5 t), aujourd'hui, il ne correspond plus ni au trafic dont le volume s'est fortement accru, ni aux charges de la nouvelle réglementation AASHTO T3 S3 qui autorise des camions de 46 t.

Une visite d'inspection a permis de noter sur cet axe routier des défauts sur divers ouvrages et en particulier sur le pont Tembembe où furent détectés:

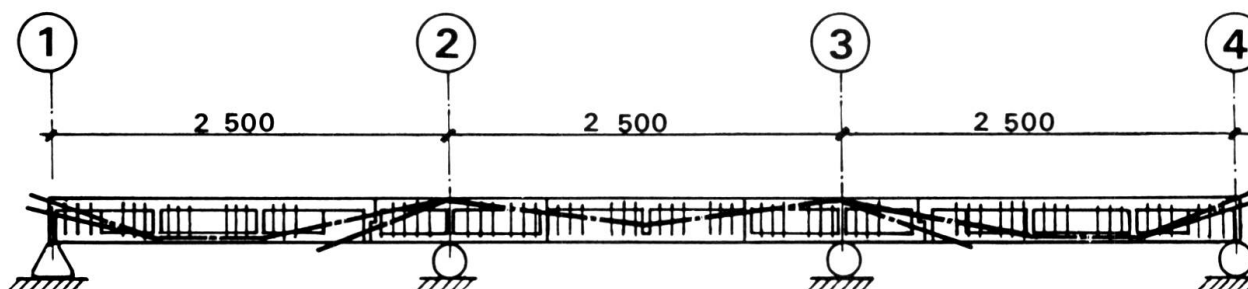
- des fissures de flexion et d'effort tranchant sur les nervures du tablier,
- des fissures verticales dans les diaphragmes transversaux,
- des articulations de cantilever bloquées,
- des fractures en zone d'appui de cantilever consécutives au non fonctionnement des articulations,
- des défauts de bétonnage sur talons de poutres,
- les murs garde-grève cassés par blocage des joints de dilatation.



Section transversale



Section longitudinale, avant réparation



Section longitudinale, après réparation

Étude

Il fut décidé de transformer la structure discontinue en une structure continue pour faciliter la mise en œuvre de la précontrainte extérieure et à cause de la mauvaise exécution des appuis cantilever qui rendait difficile la réparation sans interrompre le trafic.

Un déficit de moment résistant de la section de 240 tm, a conduit à projeter la réparation sur la base de 3 câbles extérieurs continus de 12T13 par nervure, disposés entre les nervures et déviés sur les diaphragmes.

Chaque diaphragme a dû être renforcé par 4 câbles extérieurs 12 Ø 7 sous gaine en polyéthylène haute densité (PEHD) injectés de coulis de ciment.

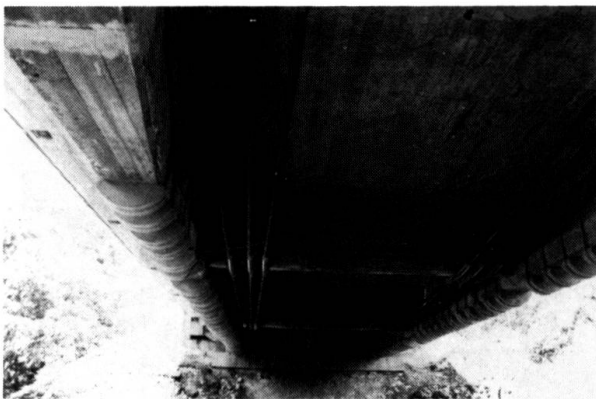
Les efforts tranchants furent repris par des étriers tendus en toron 1T15 déviés sur les talons de poutre par des selles béton. Le hourdis supérieur fut augmenté de 12 cm; les appuis dimensionnés en fonction de la nouvelle conception, ainsi que les joints de dilatation.

Réalisation

Les travaux furent réalisés sans interruption de trafic en réduisant l'ouvrage à une voie.

Toutes les opérations préliminaires à la mise en œuvre de la précontrainte extérieure de renforcement, c'est-à-dire les opérations d'injection des fissures à la résine, les forages, la pose de la précontrainte transversale, la pose des selles d'étriers, le gainage et le montage des câbles longitudinaux, furent réalisées sans interrompre la circulation. Il y eut une interruption complète du trafic durant 2 jours pour injecter le mortier sans retrait des joints de cantilever et tendre les câbles longitudinaux. La durée des travaux fut de 4 mois.

(Christian Tourneur)



Précontrainte extérieure de renforcement:

- Câbles extérieurs longitudinaux
 - Noter les déviateurs tubulaires.
- Etriers verticaux tendus
 - Noter les déviations sur bossages préfabriqués.



Précontrainte extérieure de renforcement
– Câbles longitudinaux et étriers tendus.



Vue générale après travaux de renforcement.
Précontrainte verticale par étriers tendus.



Vue générale après travaux de renforcement.
Noter les étriers verticaux tendus.

08

Project title:

The Norrströmmen Bridge, Nauvo (Finland)

Structural type:

Bridge

Project goal:

Adaptation of cast in-situ to precast solution

Zeitschrift: IABSE structures = Constructions AIPC = IVBH Bauwerke
Band: 12 (1988)
Heft: C-44: Structures in Finland

Artikel: The Norrströmmen Bridge, Nauvo (Finland)
Autor: Nieminen, Jouni / Karri, Juhani
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-20901>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 11.02.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>



1. The Norrströmmen Bridge, Nauvo (Finland)

Owner:	<i>Finnish Roads and Waterways Administration (RWA)</i>
Construction designer:	<i>Y-S Engineering</i>
Contractor:	<i>Lemminkäinen Ltd.</i>
Works' duration:	<i>19 months</i>
Commissioning year:	<i>1986</i>
Span dimensions:	<i>30.0 + 80.0 + 135.0 + 65.0 = 310.0 m</i>
Effective width:	<i>8.5 m</i>
Structural height:	<i>at support 7600 mm, at midspan 3092 mm</i>

Material quantities

concrete, substructures	831 m ³
concrete, superstructure	2400 m ³
reinforcement, substructures	112 000 kg
reinforcement, superstructure	300 000 kg
prestressing steel	89 700 kg

The Norrströmmen bridge is located in south-western Finland, in the Archipelago of Turku. Together with another, smaller bridge, this bridge replaces two public road ferries. The total costs of the road replacing the ferries amounted to FIM 24 million, of which the share of the Norrströmmen bridge was FIM 11 million. The mere operating costs of the withdrawn ferries were FIM 2 million annually, i.e. the project was a very profitable one economically. In the design of the bridge, it has been attempted to protect the sensitive landscape of the archipelago by making the bridge so long that it crosses the entire water area as fluently and flowingly as possible.

The bridge is for its main parts built according to the balanced cantilever method, starting from the two intermediate supports. Of these intermediate supports, one is rigidly attached to the bridge deck. The other one is provided with bearings. During the cantilever works, it was temporarily rigidly attached to the bridge deck by means of a reinforced concrete collar. Before the bridge deck was joined in the middle of the bridge, the concrete collar was sawn off. The 40 meters long part of the bridge running on dry land was built in a conventional way, with scaffolding supported onto ground.

At the end of the cantilever stage, a light auxiliary support of steel construction was used under the cantilever on the land side, to decrease the unbalance moment affecting the column. The auxiliary support was always released after the symmetrical piece had been cast.

During the works, the cantilevers' deflections developed according to the plan prepared in advance, and no changes were required in the plan.

The prestressing steels of the cantilever stage were anchored at the joints of the deck flange and the web. The prestressing steels of the lower flange were anchored to bosses near the web. The webs have not been pretensioned. The web's shear stress by full effective load is 3.0 MPa and the maximum principal tensile stress is 1.2 MPa.

The first one of the bridge's two cantilever sections was built during summer. The other one had to be built in winter. The project schedule required for the deck casting to progress by two pieces a week, which meant that the concrete had to cure to the 28 MPa strength required by prestressing in 3 days. In order to achieve this rate also at a temperature of up to -20°C , a heat-insulated envelope was built around the cantilever formworks. The envelope was needed to protect the workers as well, in the severe winter conditions. The prestressing steels stressed in winter were not grouted till in the summer, after the outdoor temperature had permanently risen to over $+5^{\circ}\text{C}$. The steels were then temporarily protected against corrosion with a water-soluble protective agent.

Due to difficult communications, it did not pay to bring the concrete to the construction site from a permanent concrete station, but a separate concrete station including laboratories was established at the site for the duration of the works. The fresh water required in the production of the concrete was obtained from ground water. For this purpose wells had to be drilled into the bedrock on both shores.

(Jouni Nieminen, Juhani Karri)

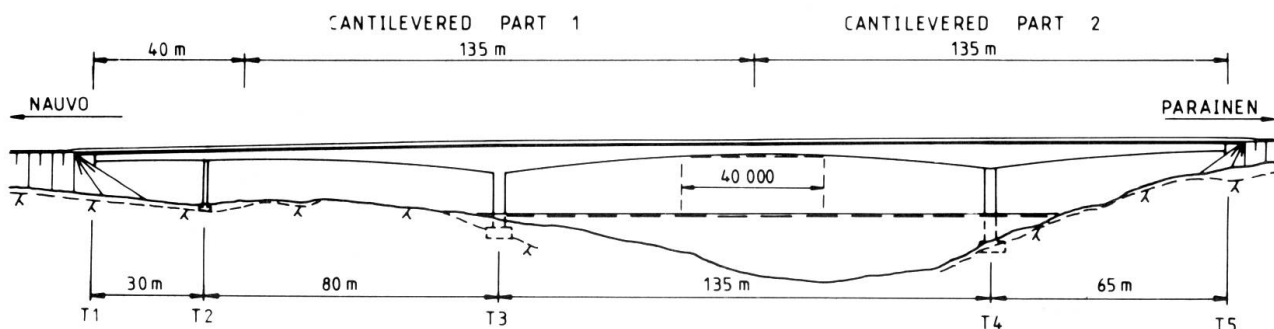


Fig. 1 Side view

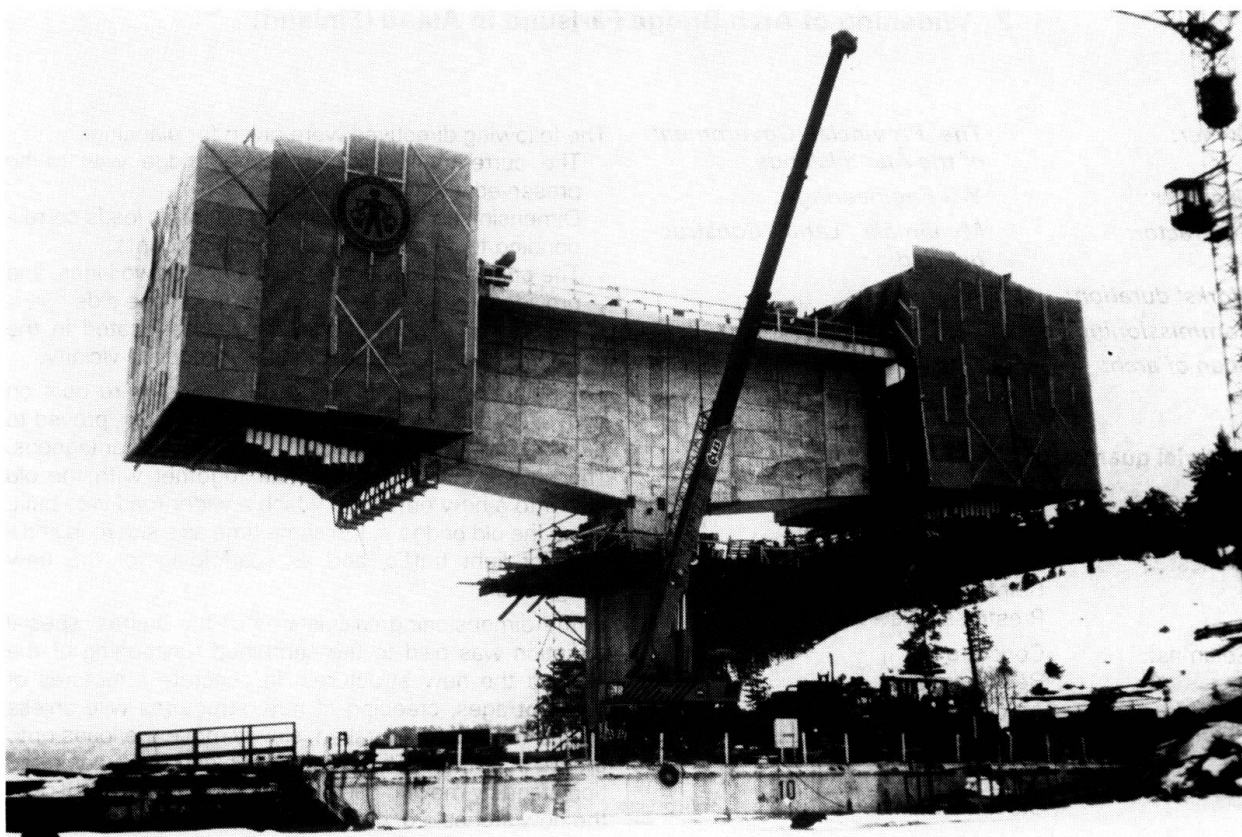


Fig. 2 Cantilever formworks with heat insulation

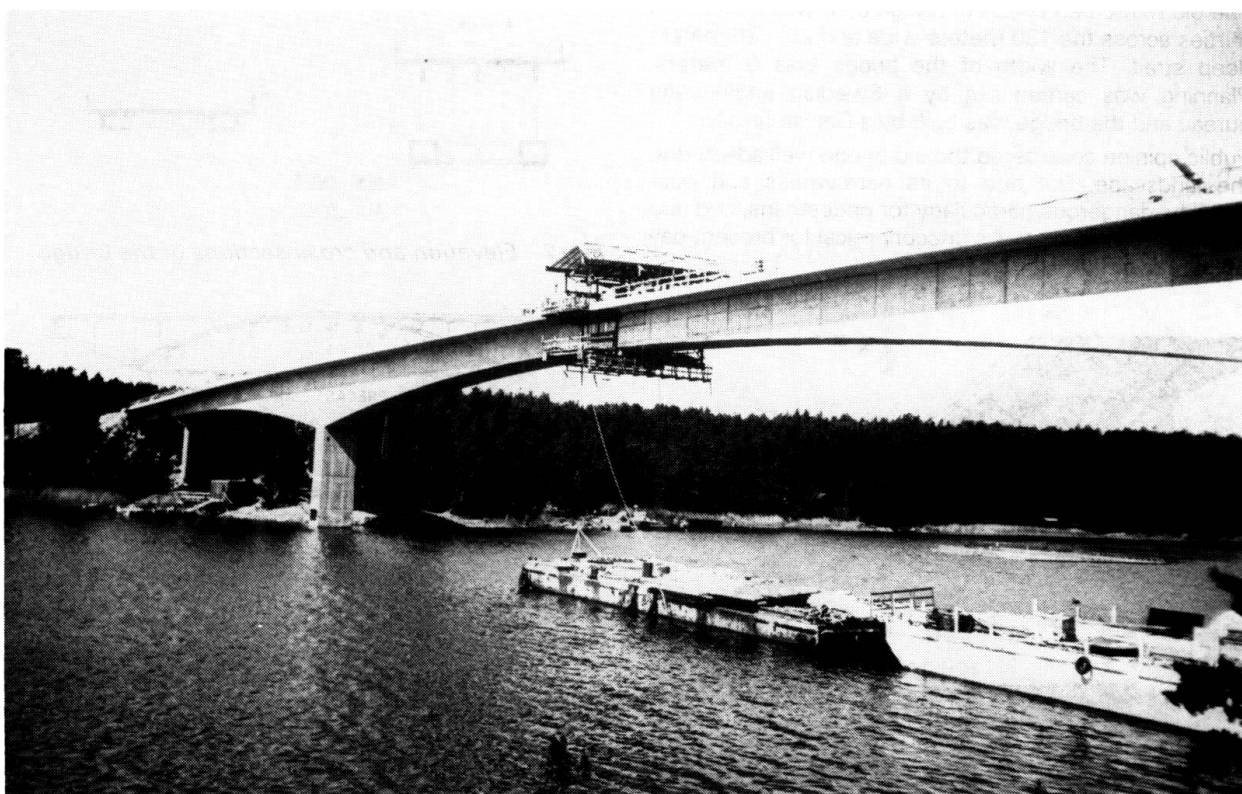


Fig. 3 The keying segment ready to be concreted in the middle of the bridge

09

Project title:

Cartier Horlogerie factory at Couvet

Structural type:

Factory Building

Project goal:

Design of building (change from in-situ/steel solution to precast)

Manufacture Cartier Horlogerie à Couvet

Cartier Horlogerie factory at Couvet

Philippe Menétrey, Jonathan Krebs

Introduction

Cartier Horlogerie, branche du groupe Richemont, est une des marques pionnières de l'horlogerie moderne dont les premières montres datent de la fin du XIX^{ème} siècle. Suite à la décision de Swatch de ne plus commercialiser ses mouvements aux marques externes au groupe, Cartier Horlogerie a choisi de renforcer son savoir-faire en matière de mouvements horlogers. Située à Couvet, dans le Val-de-Travers, la nouvelle manufacture Cartier Horlogerie est entièrement dévolue à la fabrication de mouvements horlogers et à leur assemblage.

Le bâtiment est conçu de façon à rassembler l'ensemble de la production sur un unique étage. Ce plateau, libre de toutes cloisons, est séparé en deux zones; l'une dévolue à l'usinage des mouvements, l'autre à leur assemblage. Le bâtiment comporte trois étages. Le rez-de-chaussée est destiné aux parkings, vestiaires, installations techniques ainsi qu'à la réception. Le premier étage est l'étage de production et l'attique regroupe les espaces administra-

Introduction

Cartier Horlogerie, a member of the Richemont group, is one of the pioneering brands of modern horology, the first watches of which date back to the end of the XIXth century. Following the decision of Swatch not to sell its movements to brands outside the group, Cartier Horlogerie has decided to strengthen its know-how of watch movements. Situated at Couvet, in the Val-de-Travers, the new Cartier Horlogerie factory is devoted entirely to the manufacture of watch movements and their assembly.

The building is designed in such a way that the whole of the production can be located on one floor. This area, free of all partitions, is separated into two zones, one devoted to the machining of parts of the movements and the other to their assembly. The building has three floors. The ground floor is designed for parking, cloakrooms, technical installations and the reception area. The first floor is the production floor and the attic contains the administrative offices and the restaurant.

The dimensions of the building,

tifs et le restaurant. Les dimensions du bâtiment, définies par la surface nécessaire à l'étage de production, sont importantes. La base du bâtiment est un rectangle de 80 m de long par 70 m de large. Le parti-pris architectural est d'atténuer la perception du rez-de-chaussée en réalisant un bâtiment sur pilotis. Les espaces nécessitant des murs sont ainsi regroupés dans la partie centrale du bâtiment tandis que les zones périphériques, qui accueillent les parkings, sont entièrement ouvertes.

Choix des matériaux et du système structural

Généralités

Hormis les enjeux inhérents au développement du projet architectural, plusieurs contraintes ont orienté la conception de la structure; la mauvaise qualité du sol en place, la présence de radon, la charge utile importante à l'étage de production, les délais de construction du gros-œuvre limités à sept mois et les objectifs financiers du maître d'ouvrage en sont les principales.

Pour satisfaire au mieux à ces contraintes, la structure porteuse est



Fig. 1
Photomontage de la manufacture.
Photomontage of the manufacture.
(© Richemont Intl. SA)

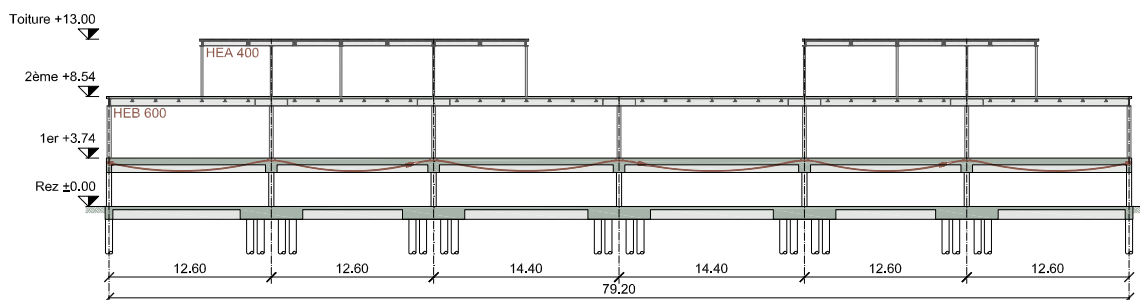


Fig. 2
Coupe longitudinale.
Longitudinal section.

defined by the surface necessary for the production floor, are large. The base of the building is a rectangle 80 m long by 70 m wide. The architectural bias is to reduce the perception of the ground floor by constructing a building on piles. The spaces necessary for the walls are thus grouped in the central part of the building while the peripheral zones, where the parking spaces are located, are entirely open.

Choice of materials and the structural system

General

Apart from the issues inherent in the development of the architectural project several constraints affected the design of the structure. The poor quality of the ground, the presence of radon, the high load-bearing capacity of the production floor, the time required to construct the building shell being limited to seven months and the financial objectives of the owner were the principle ones.

To satisfy these constraints as far as possible, the supporting structure has different functions on each level as shown on Figure 2.

Piles

The site, bordered by the Areuse to the north and the side, is characterised by a layer of about 30 m of lacustrine deposits and alluvial fluviates of soft consistency. A fringe of alluvia that is not very compact overhangs these deposits. The whole site is in a state of long-term consolidation. It was

différentiée par niveau comme visible sur la Figure 2.

Pieux

Le site, délimité par l'Areuse au nord et le versant au sud, est caractérisé par une couche d'environ 30 m de dépôts lacustres et alluvions fluviatiles de consistance molle. Une frange d'alluvions peu compactes surplombe ces dépôts.

L'ensemble du site est en consolidation lente. Il a donc été choisi d'appuyer la manufacture sur un réseau de 215 pieux à refoulement d'environ 30 m de longueur. Les conditions d'appui étant variable sur le site, les pieux ont été réalisés sur la base d'un « critère de fonçage » similaire pour tous les pieux (à l'instar des pieux battus), afin d'homogénéiser le niveau de travail des pieux et de limiter le risque de tassement différentiel. Le « critère de fonçage » a été calibré sur la base d'essais PDA.

Radier

Un radier général est disposé au-dessus des pieux. Il est renforcé par des longrines dans les deux directions. Afin de régler les problèmes d'étanchéité au radon, le radier de 25 cm est réalisé en béton étanche et ses armatures sont dimensionnées de manière à respecter les exigences accrues de fissuration. Etant donné les dimensions importantes du radier et afin de limiter la quantité d'armatures, ce dernier a été réalisé en étapes dissociées puis clavé après durcissement du béton.

therefore decided to support the factory on a network of 215 piles inserted with vibratory pile divers about 30 m long. As the conditions of support varied throughout the site, the piles have been constructed on the basis of a settlement criterion similar for all the piles (following the example of the driven piles), in order to make the construction of the piles more uniform and to limit the risk of differential settlement. The settlement criterion has been calibrated on the basis of PDA tests.

Foundation slab

A general foundation slab is constructed on top of the piles. It is reinforced by longitudinal ribs in both directions. In order to control the problems of sealing to avoid radon the foundation slab of 25 cm is made of watertight concrete and its reinforcement is designed in such a way that it meets the increased requirements of cracking. In view of the large dimensions of the foundation slab and in order to limit the number of reinforcing bars, the slab has been made in separate steps and then connected together after hardening of the concrete.

Production floor slab

The production floor slab rests on columns spaced 14.40 m apart. The load-bearing capacity specified by the owner was 1 t/m² in order to allow plenty of flexibility in the production areas. The production floor slab is therefore made of pre-stressed concrete as described further down.



Fig. 3
Montage de la charpente sur atelier.
Assembly of the roof structure on the workshop.

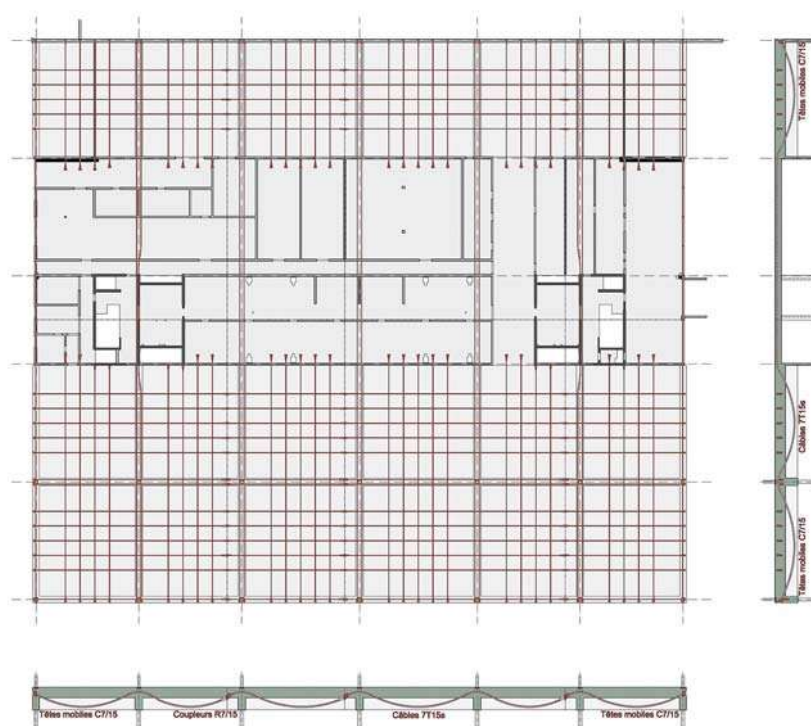


Fig. 4
Vue en plan et coupes de la précontrainte.
View in plan and sections of the pre-stressing.

Dalle de production

La dalle de production repose sur des colonnes espacées de 14,40 m. La charge utile définie par le maître d'ouvrage est 1 t/m^2 afin de permettre une grande liberté d'aménagement dans les espaces de production. La dalle de production est donc en béton précontraint, comme décrit ci-après.

Dalle et toiture en structure mixte acier-béton

La dalle sur atelier est une dalle mixte acier-béton permettant de franchir les grandes portées de 14,40 m. La dalle est constituée d'une charpente métallique dont les poutres principales sont de type HEB 600 disposées dans la trame des colonnes, comme illustré à la Figure 3. La charpente métallique est recouverte d'une tôle nervurée métallique. La dalle en béton a une épaisseur de 14 cm. La dalle toiture est également une dalle mixte acier-béton avec des poutres de type HEA 400. Les colonnes du niveau administration/restaurant sont en acier. Leur section, rectangulaire, a été volontairement affinée de façon à les intégrer à la façade vitrée.

Cages d'escalier et d'ascenseur

Les cages d'escalier et d'ascenseurs sont en béton armé et font office de noyaux de stabilisation permettant de s'affranchir de contreventements en façade.

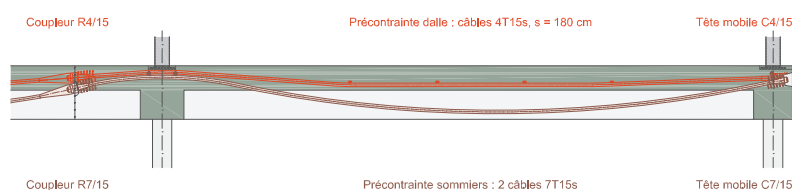


Fig. 5
Tracé et détails de la précontrainte dans le sommier et dans la dalle.
Trace and details of the pre-stressing in the beam and in the floor slab

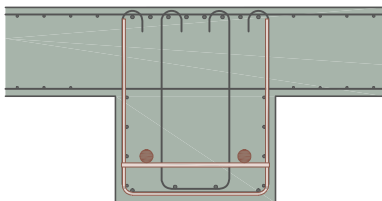


Fig. 6
Coupe transversale d'un sommier précontraint.
Transverse section through a pre-stressed lintel.



Fig. 7
Pose de la précontrainte.
Installing the pre-stressing.

Floor slab and roof in a composite steel-concrete structure

The floor slab on the workshop is a composite steel-concrete floor slab permitting the large spans of 14.40 m. The floor slab is formed of a metallic roof structure the main girders of which are of the HEB 600 type fitted in the framework of the columns, as illustrated in Figure 3. The metallic roof structure is covered by a ribbed metallic sheet. The concrete floor slab has a thickness of 14 cm.

The roof floor slab is also a composite steel-concrete floor slab with type HEA 400 girders. The columns of the offices/restaurant level are made of steel. Their rectangular cross section has been deliberately reduced so that they can be integrated into the glazed façade.

Stairwell and lift shaft

The stairwell and lift shafts are made of reinforced concrete and act as a centre for stabilisation which means that diagonal braces are not required.

Pre-stressed production floor slab

The production floor slab, designed to carry loads bidirectionally, is built on a frame of orthogonal supporting beams aligned to the frame of columns, as illustrated in Figure 4. This design enables the big spans to be bridged while

Dalle de production précontrainte

La dalle de production, conçue pour porter bidirectionnellement, est réalisée sur une trame de sommiers orthogonaux alignés sur la trame des colonnes, comme illustré à la Figure 4. Cette conception permet de franchir les grandes portées tout en supportant la charge utile élevée. Les sommiers permettent d'augmenter l'efficacité de la précontrainte et de simplifier la mise en place des câbles en supprimant les conflits entre les câbles des sommiers et de la dalle. La dalle a une épaisseur de 50 cm et les sommiers ont une section de 90 cm de large par 110 cm de haut, dalle comprise, ce qui en fait une structure très efficace.

La précontrainte des sommiers est composée de deux câbles de sept torons T15S de nuance d'acier Y1860S7-15.7 suivant un tracé parabolique comme illustré aux Figures 4 et 5. Cette précontrainte, avec seulement deux câbles, permet de balancer 60 % des charges permanentes.

La dalle massive est également précontrainte dans les deux sens. La précontrainte est composée de câbles de quatre torons T15S de nuance d'acier Y1860S7-15.7 installés en gaines plates tous les 1,80 m. La précontrainte de la dalle suit un tracé trapézoïdal afin de simplifier sa mise en œuvre, comme illustré à la Figure 5.

providing the high load-bearing capacity. The lintels enable the efficiency of the pre-stressing to be increased and to simplify the fitting of the cables while eliminating the conflicts between the cables of the beam and of the floor slab. The floor slab has a thickness of 50 cm and the beam has a section of 90 cm wide and 110 cm high, floor slab included, which makes a very efficient structure.

The pre-stressing in the beam is made up of two cables of seven strands of T15S steel alloy Y1860S7-15.7 following a parabolic trace as shown in Figures 4 and 5. This pre-stressing, with only two cables, enables 60% of the permanent loads to be balanced. The massive floor slab is equally pre-stressed in both directions. The pre-stressing is made up of T15S cables of four strands of the steel alloy Y1860S7-15.7 installed in flat ducts every 1.8 m. The pre-stressing of the floor slab follows a trapezoidal trace to simplify its introduction as shown in Figure 5. The production floor slab of 5600 m² was constructed in eight steps, each of about 700 m², without any working joint. The longitudinal pre-stressing of the lintels and the pre-stressing in the floor slab is achieved with cables fitted in the factory and the connections to the concreting joints are made with couplers.

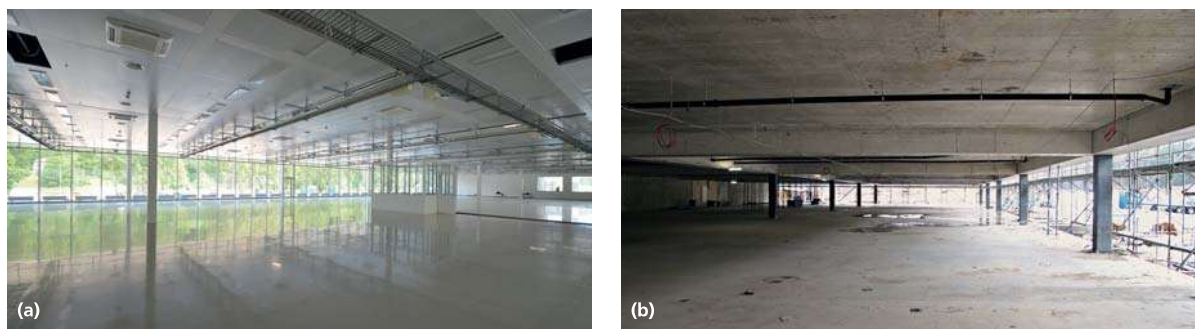


Fig. 8

Vue a) du dessus et b) du dessous de la dalle de production.

View a) of the upper side and b) of the underneath of the production floor slab.

La dalle de production de 5600 m² est réalisée en huit étapes, d'environ 700 m² chacune, sans aucun joint de travail. La précontrainte longitudinale des sommiers et la précontrainte en dalle sont réalisés avec des câbles montés en usine et les raccords aux joints de bétonnage sont réalisés avec des coupleurs.

La précontrainte des sommiers transversaux est réalisée avec des gaines vides dans lesquelles les câbles de précontraintes sont enfilés après bétonnage. Ceci permet de s'affranchir de coupleurs dans la zone centrale, dont l'épaisseur est réduite à 30 cm afin d'augmenter la hauteur utile dans les locaux techniques.

Pour des raisons de durabilité, les niches ont été cachetées une fois les injections des gaines réalisées. L'utilisation de la précontrainte bidirectionnelle se justifie par les sollicitations de la structure à l'état limite ultime. Elle permet en outre d'améliorer considérablement le comportement de la dalle à l'état de service et également de diminuer de manière substantielle la quantité d'armatures passives mises en place. Le taux d'armature moyen de la dalle de production a ainsi pu être réduit à 110 kg/m³.

Conclusion

La construction de la manufacture Cartier Horlogerie à Couvet était soumise à des exigences particulières au niveau de la surface, 5600 m² pour la surface de pro-

The pre-stressing in the transverse beam is achieved with empty ducts in which the pre-stressing cables are threaded in after concreting. This makes it possible to do away with couplers in the central zone, the thickness of which is reduced to 30 cm in order to increase the usable height in the technical rooms.

The use of bidirectional pre-stressing is justified by the stresses in the structure at the ultimate limit state. It also permits the behaviour of the floor slab to be improved considerably in the service state and also to reduce substantially the quantity of passive rein-

duction, des portées avec une trame de 14,40 x 14,40 m, de la charge utile de 1 t/m², des caractéristiques géotechniques défavorables du site et de la durée de construction limitée à sept mois.

La structure porteuse a donc été différenciée par niveaux pour satisfaire à ces exigences. Une dalle en béton précontraint sur sommiers a été développée pour la dalle de production, dont la charge utile est de 1 t/m². Cette solution a montré toute son efficacité puisque la trame de 14,40 x 14,40 m a été franchie avec des sommiers de 1,10 m de hauteur et une dalle de 50 cm d'épaisseur.

Participants

Owner

Cartier Horlogerie, Branch of Richemont Intl. SA

Architects

A&A atelier d'architecture – Atelier A5

Civil engineers

INGPHI SA, ingénieurs en ouvrages d'art

Piles

Marti techniques de fondations SA

Reinforced concrete

F. Piemontesi SA

Pre-stressing

Freyssinet SA

Metallic roof structure and façades

Progin SA – Berisha SA

The factory in figures

Reinforced concrete	6900 m ³
Reinforcing steel	850 to
Pre-stressing steel	20 000 kg
Metallic roof structure	610 to
Volume constructed	60 000 m ³
Cost of the structures	CHF 10 600 000

Intervenants

Maitre d'ouvrage

Cartier Horlogerie, Branch of Richemont Intl. SA

Architectes

A&A atelier d'architecture – Atelier A5

Ingénieurs civils

INGPHI SA, ingénieurs en ouvrages d'art

Pieux

Marti techniques de fondations SA

Béton armé

F. Piemontesi SA

Précontrainte

Freyssinet SA

Charpente métallique et façades

Progin SA – Berisha SA

La manufacture en chiffres

Béton armé	6900 m ³
Acier d'armature	850 to
Précontrainte	20 000 kg
Charpente métallique	610 to
Volume construit	60 000 m ³
Coût des structures porteuses	CHF 10 600 000



Fig. 9
Vue du bâtiment réalisé.
View of the building constructed.

forcement installed. The average amount of reinforcement of the workshop floor slab could thus be reduced to 110 kg/m^3 .

Conclusion

The design of the Cartier Horlogerie factory at Couvet was subjected to specific requirements regarding the surface area, 5600 m^2 for the production area, spans with a frame of $14.40 \times 14.40 \text{ m}$, the load-bearing capacity of 1 t/m^2 , the unfavourable geotechnical characteristics at the site and the duration of the construction time that had to be limited to seven months. The supporting structure has therefore been designed differently for each level to satisfy these requirements. A ribbed floor slab made of pre-stressed concrete has been developed for the workshop floor slab, where the carrying capacity can be up to 1 t/m^2 . This solution has shown its efficiency since the frame of $14.40 \times 14.40 \text{ m}$ has been covered with beams 1.10 m high and a floor slab 50 cm thick.

The floor slabs of the floors and of the roof have been constructed

Les dalles des étages et de toiture ont été réalisées avec une structure mixte acier-béton. Cette structure permet de franchir les portées de $14,40 \text{ m}$ avec des profilés de type HEB 600 et une dalle de 14 cm d'épaisseur.

Ces dalles permettent ainsi de couvrir des surfaces libres de tous porteurs de 210 m^2 offrant ainsi une très grande flexibilité pour l'utilisateur.

De part sa complexité, le projet de la nouvelle manufacture Cartier Horlogerie a nécessité la mise en œuvre de structures porteuses différentes pour chaque étage, démontrant bien la puissance des structures en béton.

with a composite steel-concrete structure. This structure enables the spans of 14.40 m to be covered with sections of type HEB 600 and a floor slab of 14 cm thickness.

These floor slabs also enable a surface area of 210 m^2 to be covered thus offering great flexibility for the user.

Apart from its complexity, the project of the new factory for Cartier Horlogerie required the introduction of different load-bearing structures for each floor, demonstrating the potential of concrete structures very well.

Auteurs/Authors

Philippe Menétrey
Dr ès techn. ing. dipl. EPFL
phm@ingphi.ch

Jonathan Krebs
Ing. civil HES
jonathan.krebs@ingphi.ch

INGPHI SA
Ingénieurs en ouvrages d'art
CH-1003 Lausanne

10

Project title:

Waldau district heating centre, St.Gallen

Structural type:

Industrial Building

Project goal:

Design of building frames (change/adapt existing precast solution)

Fernwärmezentrale Waldau, St. Gallen

Waldau district heating centre, St. Gallen

Hans Seelhofer

Einleitung

Das Fernwärmenetz der Stadt St. Gallen versorgt mehr als 11 000 Wohnungen und Betriebe mit Wärmeenergie zu Heizzwecken. Im Rahmen der Energiestrategie 2050 der Stadt St. Gallen ist ein wesentlicher Ausbau des Fernwärmenetzes geplant. Im Zuge der Ausbauphase 1 wurde die Fernwärmezentrale Waldau errichtet, die als Unterstation für die Verteilung der Heizenergie aus dem Kehrrietheizkraftwerk dient. Neben den Netzpumpen beherbergt die Fernwärmezentrale insbesondere zwei mit Heizöl betriebene Spitzenlastheizkessel mit je 16 MW Leistung, ein Tanklager für 450 000 l Öl sowie einen 150 000 l fassenden Warmwasserspeicher, um den Not- und Spitzenbedarf des Fernwärmeverbunds zu decken. Zwei Querraster der Halle werden ausserdem für die Lagerung von bis zu 600 t Tausalz für den Strassenwinterdienst des Tiefbauamts der Stadt St. Gallen genutzt.

Gesamtkonzeption

Das Projekt, das beim Studienauftrag nach Präqualifikation den Zuschlag erhalten hatte, basiert auf einem Systembaukonzept, das von den St. Galler Stadtwerken an verschiedenen Standorten und für unterschiedliche Nutzungen eingesetzt werden kann. Das Hallentragwerk mit längsseitig erweiterbarem Grundraster von 6 mal 6 Metern ermöglicht den Stadtwerken in unterschiedlichen städtischen Situationen einen eigenständigen und wiedererkennbaren baulichen Auftritt. Die Primärtragstruktur ist aus hochfesten vorfabrizierten Betonelementen gefertigt, was bei den Ausfachungen je nach Nutzung Gestaltungsspielraum offenlässt. Um die Schallschutzanforderungen der im Siedlungsraum platzierten

Introduction

The district heating network of the city of St. Gallen provides thermal energy for heating to over 11,000 apartments and businesses. A significant extension of the district heating network is under way as part of the "Energy Strategy 2050" of the city of St. Gallen. Extension Phase 1 consists of the construction of the Waldau district heating centre, which serves as a substation for the distribution of the thermal energy generated in the waste-to-energy plant. To meet emergency and peak demands, the district heating centre houses not only the heat pumps but also two 16-MW fuel-oil-powered peak load boilers, a 450,000-litre oil depot, and a 150,000-litre hot-water tank. Two sections of the hall are used to store up to 600 t of deicing salt for the winter road services of the St. Galler Stadtwerke (Civil Engineering Department of St. Gallen).

Global concept

This project, which was chosen based on a study contract after prequalification, is based on a modular construction concept, which can be applied by St. Galler Stadtwerke at various locations and for a variety of uses. The hall construction, which consists of a modular grid of 6 by 6 metres and can be extended lengthwise, allows the St. Galler Stadtwerke to achieve a distinct and recognizable architectural look at various locations in the city.

The primary load-bearing structure consists of prefabricated high-strength concrete elements, which can offer a flexible design of the infill walls, depending on the intended use. In order to meet the noise protection requirements of the facility, which is located in a residential area, the infill walls of this construction were made of

Anlage zu erfüllen, wurden die Ausfachungen in der vorliegenden Konfiguration in Massivbauweise gewählt, wobei hierfür Mischabbruch-Recyclingbeton in Sichtbetonbauweise eingesetzt wurde. Die Nachbearbeitung der Aussenfassade und der Treppenhalle durch Stocken machte den Recyclingbeton zudem als solchen sichtbar. Nachhaltige Energieproduktion und ressourcenschonender Umgang mit dem Baumaterial Beton erhalten damit ihren angemessenen Ausdruck im innerstädtischen Kontext. Die Shedaufbauten des Systems bringen nordseitig Licht in die Gebäudestruktur und sind südseitig auf solare Energiegewinnung ausgerichtet.

Tragwerk

Das Tragwerk der Fernwärmezentrale Waldau setzt sich im Wesentlichen aus dem Untergeschoss in Ortbetonbauweise und einem aufgesetzten Hallenkörper, bestehend aus vorfabrizierten Betonelementen mit Ortbetonwandausfachungen, zusammen [1].

Für die Treppen, die Unterkonstruktion der Wetterschutzhülle der beiden Kamine sowie für eine Podestkonstruktion und eine Galerie zur Gewährleistung des Zugangs zu den technischen Installationen werden Tragwerkelemente in Stahlbauweise eingesetzt.

Tragskelett

Das Hallentragwerk weist im Grundriss ein Quadratraster mit Sprungmass 6 m auf, wobei in Längsrichtung 8 und in Querrichtung 3 Rastereinheiten angeordnet sind. Das Primärtragskelett der Halle besteht aus vorfabrizierten Betonelementen der Festigkeitsklasse C 50/60. In Querrichtung angeordnete Zweigelenkrahmen bilden die Haupttragele-

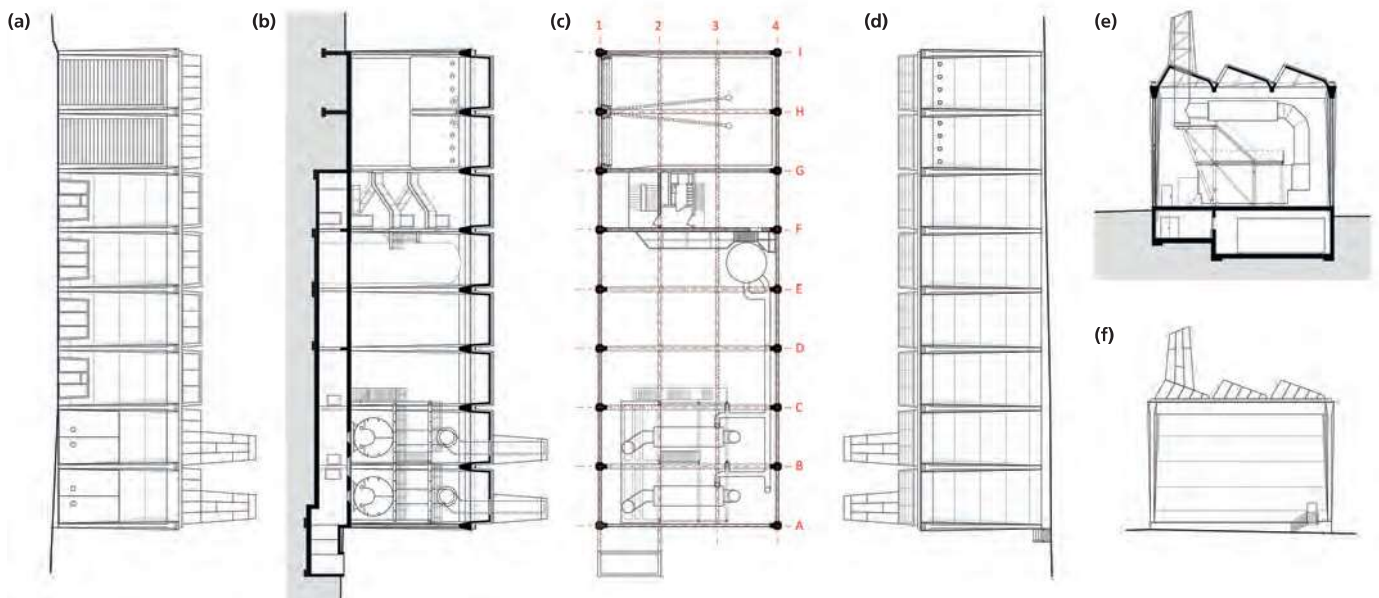


Fig. 1
Übersicht: a) Ansicht Nordseite, b) Längsschnitt, c) Grundriss 2. OG, d) Ansicht Südseite, e) Querschnitt, f) Ansicht Westseite.
Overview: a) view from the north, b) longitudinal section, c) plan view of the second floor, d) view from the south, e) cross-section, f) view from the west.
(© Thomas K. Keller Architekten)

exposed concrete containing demolition waste aggregate. The post-treatment (bush hammering) of the façade and the staircase emphasizes the recycled nature of the concrete. Sustainable energy production and the resource-saving use of the building material of concrete are thus suitably expressed in an innercity context. The shed roof elements of the system allow daylight to enter the structure from the north, while

mente der Halle. Deren Rahmenriegel weisen einen trapezförmigen, sich nach unten von 0,85 m auf 0,40 m Breite verjüngenden Querschnitt von 1,20 m Höhe auf. Die Stützenquerschnitte wurden affin zur Biegebeanspruchung von der Rahmenecke ausgehend bis zum Fuss auf einen quadratischen Querschnitt mit Seitenlänge 0,40 m verjüngt. Die Riegel und Stiele der Querrahmen bilden vorfabrizierte Betonelemente mit

the south-facing surfaces are used to produce solar energy.

Load-bearing structure

The Waldau district heating centre consists of a basement made of in-situ concrete, and the hall, which is comprised of prefabricated concrete elements and in-situ concrete infill walls [1]. Structural steel elements were used for the stairs, the sub-construction of the weather protec-



Fig. 2
a) Nordfassade, b) Innenansicht des Sheddachtragwerks.
a) Northern façade, b) interior view of the shed roof structure.
(Fotos Katalin Deér)

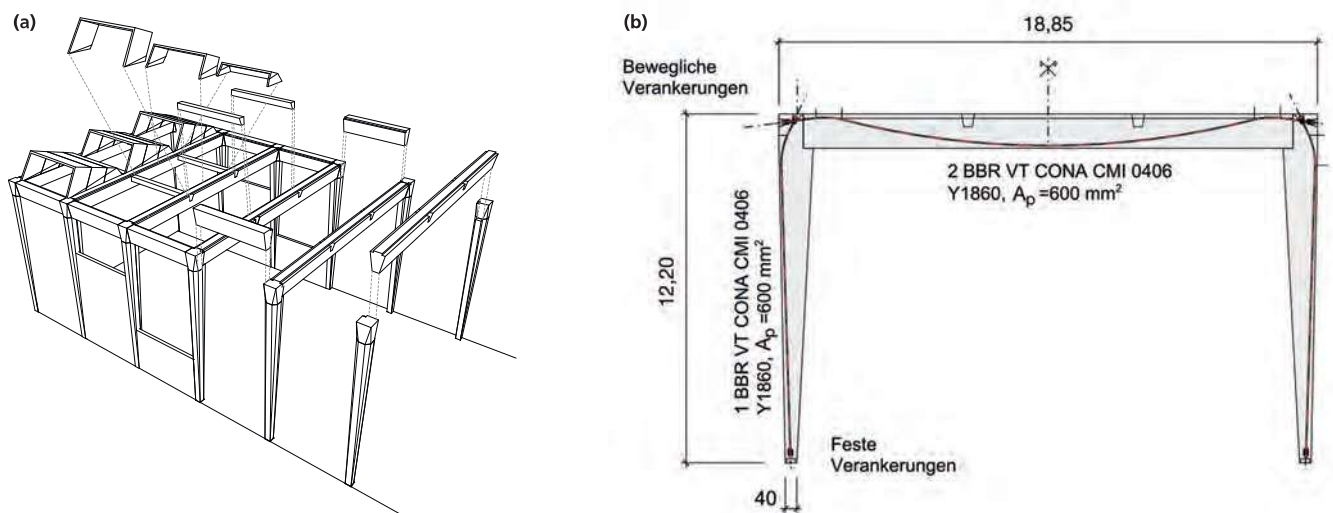


Fig. 3

a) Übersicht Hallentragwerk (Perspektive), b) Querrahmen: Übersicht und Spannkabelführung.

a) Overview of the hall structure (perspective), b) transverse frame: overview and post-tension cable geometry.

transportfähigen Abmessungen. Sie sind unmittelbar neben dem Rahmenknoten beim Übergang zum Riegel gefügt. Das Querrahmentragwerk wurde mit einer Vorspannung mit nachträglichem Verbund versehen. Vier Litzen aus Spannstahl Y1860 mit je 150 mm² Querschnittsfläche bilden das Vorspannkabel der Stützen, dessen Verlauf sich an der Biegebeanspruchung des Rahmens orientiert. Die Rahmenriegel wiederum sind mit zwei Spannkabeln des gleichen Typs versehen, wobei die Litzen bei den Riegeln nach dem Versetzen der Elemente nachträglich eingestossen und vorgespannt wurden.

Entlang des Dachrands wurden in Längsrichtung schlaff bewehrte Trägerelemente mit identischem Querschnitt wie die Querrahmenriegel eingefügt, die in Verbindung mit den Stützen Längsrahmen mit Fussgelenk bilden und so das Tragskelett des räumlichen Rahmentragwerks kompletieren.

In den Drittelpunkten der Querrahmen angeordnete Längsträger spannen die quadratischen Dachrasterfelder mit Seitenlängen von 6,0 m auf.

Ausfuchung

Die Ausfuchungen des Haupttrag-skeletts bilden Ortbetonwände

tion envelopes of the two chimneys, a platform construction, and a gallery affording access to the technical installations.

Load-bearing framework

The layout of the hall construction consists of a grid of 6-metre squares, with eight units in the longitudinal direction and three units in the transverse direction. The primary load-bearing structure of the hall is composed of prefabricated concrete elements (strength class C 50/60). The principal load-bearing elements of the hall are transverse two-hinged portal frames. The trapezoidal cross-section of the frame rafters is 1.20 m high and between 0.85 m (top) and 0.40 m (bottom) wide. In keeping with the bending moment curve, the side length of the square column cross-section decreases to 0.40 m at the bottom of the portal frame. The portal frame rafters and columns consist of prefabricated concrete elements that are easy to transport. They are connected to each other right next to the knee joints at either end of the beams. The frames were post-tensioned using bonded steel tendons. Four strands of prestressing steel Y1860 with a cross-section area of 150 mm² were used for the post-tensioning of the columns. The tendon geo-

Bauherrschaft/Owner
St.Galler Stadtwerke
Architektur/Architect
Thomas K. Keller Architekten,
St.Gallen
Tragwerksplanung/
Structural engineering
Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure
AG, Zürich
Bauunternehmung/Contractor
Bruderer Bau AG, St.Gallen
Elementbau/Prefabricated elements
Element AG, Veltheim

Fertigstellung/Completion
Frühling 2017

aus Mischabbruch-Recyclingbeton (RC-M-Beton), die im Regelbereich 0,25 m dick ausgeführt wurden. Damit die Recyclingbetonzuschläge erkennbar sind und optisch eine Differenzierung vom Haupttrag-skelett resultiert, wurden die aussenseitigen Wandoberflächen nachträglich gestockt. Die Zusammensetzung des RC-M-Betons wurde anhand von Vorversuchen festgelegt, anlässlich derer neben den mechanischen Festbetoneigenschaften und dem Erscheinungsbild der gestockten Betonoberflächen insbesondere auch die Verarbeitbarkeit untersucht wurde.

Der derart evaluierte Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit

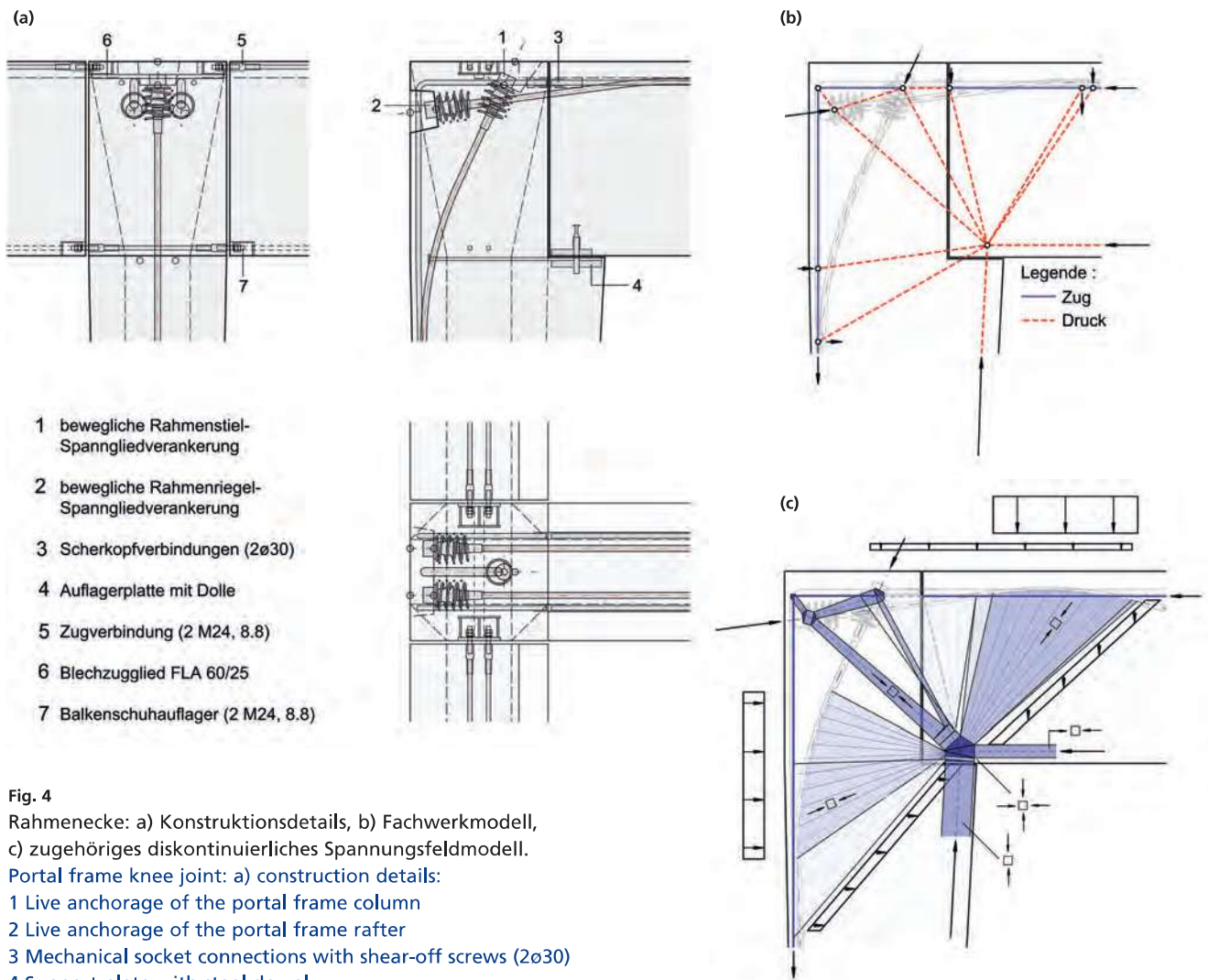


Fig. 4
 Rahmenecke: a) Konstruktionsdetails, b) Fachwerkmodell,
 c) zugehöriges diskontinuierliches Spannungsfeldmodell.
 Portal frame knee joint: a) construction details:
 1 Live anchorage of the portal frame column
 2 Live anchorage of the portal frame rafter
 3 Mechanical socket connections with shear-off screws (2ø30)
 4 Support plate with steel dowel
 5 Tension joint (2 M24, 8.8)
 6 Flat steel tensile element FLA 60/25
 7 Joist hanger support (2 M24, 8.8)
 b) truss model, c) corresponding discontinuous stress field model.

metry corresponds to the bending moment curve of the frame. The rafters were post-tensioned with two tendons of the same type, which were inserted and stressed after the elements had been assembled.

Longitudinal reinforced concrete beams with the same cross-section as the portal frame rafters were inserted along the edge of the roof. Together with the portal frame columns they form longitudinal portal frames with hinges at the bottom of the columns and thus complete the load-bearing framework of the structure. Longitudinal beams at third points of the transverse frames delimit the roof grid squares (edge length 6.0 m).

einem Grösstkorn von 16 mm enthielt schliesslich 50% gewaschene und fraktionierte Mischabbruchzuschläge. Im Bereich der beiden letzten Querraster (Achsen G bis I) wurden die Ausfachungen in die Bodenplatte eingespannt ausgebildet und bis auf eine Höhe von 3,60 m mit einer Dicke von 0,40 m ausgeführt, um die Horizontalkräfte der Streusalzschüttung abzutragen.

Um die Dauerhaftigkeit der gestockten und der Witterung ausgesetzten Aussenflächen der Ausfachungen zu gewährleisten, wurde neben einer erhöhten Bewehrungsüberdeckung bei den äusseren beiden Bewehrungslagen verzinkter Betonstahl ver-

Infill

The infill walls between the load-bearing frames are made of in-situ concrete containing demolition waste aggregate. The infill walls generally have a thickness of 0.25 m. In order to render the demolition waste aggregate more visible and to distinguish the infill walls from the main load-bearing structure, the exterior wall surfaces were bush-hammered. The required concrete composition was determined in preliminary tests, which were further used to investigate the mechanical properties of the hardened concrete, the appearance of the bush-hammered surfaces, and the workability of the fresh concrete.



Fig. 5
Aufrichten des Betonrahmentragwerks.
Erection of the load-bearing concrete structure.
(Foto Katalin Deér)

wendet; ferner wurde eine Hydrophobierung appliziert. Im Bereich des Salzlagers sind Ausfachungen und Bodenplatte mit einer flächigen Abdichtung versehen.

Betontore

Um die beiden Heizkessel einbringen und nach Erreichen der Nutzungsdauer austauschen zu können, wurde die Ortbetonausfachung zwischen den Achsen A und C (vgl. Fig. 1) mit je einer Einbringöffnung versehen, die mit rund 6 m hohen Doppelflügel-Betontoren mit einer variablen Wanddicke von 0,18 bis 0,30 m verschlossen werden kann.

Sheddach

Die quadratischen Dachfelder werden von shedartig gestalteten Dachfaltwerken überspannt, die sich im Grundriss je nach Exposition der Halle jeweils um 90° gedreht einsetzen lassen.

Die sich rund 2,1 m über die Rahmenriegelebene erhebenden Dachsheds setzen sich aus jeweils drei vorfabrizierten Betonelementen mit einer Wandstärke

The ultimately used concrete (strength class C 30/37; maximum aggregate size 16 mm) contained 50% washed and fractionated demolition waste aggregate. In the area of the last two transverse grid lines (axes G to I), the infill walls are attached to the floor plate by a fixed connection. The walls are 0.40 m thick up to a height of 3.60 m in order to resist the horizontal loads due to the stored deicing salt.

To ensure sufficient durability of the bush-hammered exterior surfaces of the infill walls, which are exposed to the weather, the concrete cover was increased, galvanized reinforcing steel was used for the two outermost reinforcement layers, and an additional hydrophobic layer was applied. A waterproofing layer was applied to the infill walls and floor surfaces in the deicing salt storage area.

Concrete doors

To permit the installation of the two boilers and their replacement at the end of their service lives, two service openings were in-

von 150 mm zusammen, die bei den Fugen über Stahleinlege-teile schubfest zu einer Faltwerkstruktur gefügt sind. Im Bereich der beiden Kamine wurden die Sheds mit einer kreisrunden Öffnung versehen und für den Abtrag der Kaminhüllenreaktionen mit einer Verstärkungsrippe ausgestattet.

Ausgewählte Konstruktionsdetails

Die einzelnen vorfabrizierten Elemente der Querrahmen sind in den Ecken vorwiegend über die Vorspannung zu Rahmen gefügt. Ausserdem wurden zur unmittelbaren Verbindung und Lagesicherung der Teile auf der Biegezugseite Bewehrungsstäbe über Scherkopfverbindungen verbunden. Insgesamt resultieren trotz der geometrischen Aufweitung des Querschnitts sehr knappe Platzverhältnisse, die eine detaillierte räumlich-konstruktive Abstimmung

Referenzen/References

[1] H. Seelhofer: Fernwärmezentrale Waldau, St. Gallen, Beton- und Stahlbetonbau, 113. Jg., H. 5, 2018, pp. 401–407.

serted in the concrete infill walls between axes A and C (Fig. 1). The openings can be closed with 6 m high concrete double doors with thicknesses between 0.18 m and 0.30 m.

Shed roof

The roof-grid squares are straddled by shed roof-like folded structures. Depending on the orientation of the hall, the shed roof elements can be aligned with the long or short side of the hall.

The shed roof elements, which extend approximately 2.1 m above the portal frame rafters, are composed of three 150 mm thick prefabricated concrete elements. Steel inserts are used to create shear connections between the elements of the folded structure. Circular openings were installed in the roof elements in the areas around the two chimneys. Reinforcing ribs were added to assist in the transfer of the reactions of the chimney structure.

Selected construction details

The individual prefabricated elements comprising the transverse frames are held together at the knee joints by the post-tensioning forces. To connect the elements and hold them in place during assembly, the reinforcing bars on the flexural tension side of the frames were joined with mechanical socket connections with shear-off screws.

Despite the wider cross-section at the top of the column the available space was very limited and required a detailed spatial-constructive coordination of the post-tensioning anchorages, steel elements, and reinforcement. The force flow in the knee joint of the frame can be seen in the truss model in Fig. 4b and in the corresponding discontinuous stress field of the governing load case in Fig. 4c. Fig. 4a shows the design of the connections at the knee joint corresponding to the models. The load transfer across the butt joints of the longitudinal beams is achieved by using steel dowel connections.

mung der Vorspannverankerungen, Stahlbauteile und Bewehrung erforderten. Der Kraftfluss in der Rahmenecke ist anhand des Fachwerkmodells in Fig. 4b bzw. des zugehörigen diskontinuierlichen Spannungsfelds des massgebenden Lastfalls in Fig. 4c ersichtlich. Fig. 4a zeigt die mit der Modellierung korrespondierende konstruktive Ausgestaltung der Verbindungen im Knotenbereich. Der Kraftübertrag über die stumpf gestalteten Längsträgerstösse wurde mit balkenschuhartig ausgebildeten Stahleinbauteilen bewerkstelligt.

Die Ortbetonausfachungen sind über Rückbiegeanschlüsse seitlich und oben mit dem Haupttrag skelett verbunden. Um insbesondere den Abtrag von Anpralllasten über die Rahmenstiele in die Untergeschossdecke zu gewährleisten, sind diese am Fuss mit Schubdübeln, bestehend aus 80 mm dicken VKT-Stahlprofilen, ausgestattet, die in kurze, anschliessend mit Vergussmörtel verfüllte Köcher versetzt wurden.

Ausführung

Der Bauablauf war von einer engen Koordination der Baumeisterarbeiten mit den gleichzeitig durchgeführten Installationen der grossen Technikkomponenten geprägt.

Die Ortbetonausfachungen wurden vertikal jeweils in 3 Etappen ausgeführt. Bei der obersten Etappe reichte die Ausfachungswand bis unmittelbar an die bereits versetzten Betonträger des Haupttragskeletts. Hierbei wurde der Beton über einen Schalungskeil seitlich eingebracht, während für das Verdichten mit der Rüttelflasche vertikale Futterrohre in die Betonträger eingelegt wurden.

Um bei den Betontoren möglichst ein den Ausfachungen identisches Erscheinungsbild zu erhalten, wurden die rund 8,5 t schweren Betontorflügel ausserhalb des Bauwerks in stehender Position mit gleicher horizontaler Arbeitsfugenlage wie die übrigen Ausfachungen erstellt und nachträglich eingehoben.

Rebend connections are used to connect the in-situ concrete infill walls to the load-bearing structure. In order to allow the portal frame columns to transfer impact loads to the basement floor, they are equipped with shear connectors. These consist of 80-mm square steel dowels inserted into subsequently grouted steel shoes.

Construction

Construction was characterized by close coordination between the building works and the simultaneously executed installation of the large technology components. The concrete infill walls were constructed vertically in three stages. At the final stage the infill walls reached the concrete beams of the previously assembled load-bearing structure. The concrete was poured laterally through a formwork wedge, and vertical pipes were inserted in the concrete beams to allow for the use of a vibrator.

To achieve an appearance of the concrete doors nearly identical to that of the infill walls, the 8.5-t door wings were constructed vertically outside the building, and the horizontal construction joints were positioned at the same height as those of the infill walls. The doors were installed subsequently.

Autor/Author

Hans Seelhofer

Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH SIA
Dr. Lüchinger+Meyer
Bauingenieure AG
CH-8005 Zürich
hse@luechinger-meyer.ch

11

Project title:

Caserne pompier à Marly

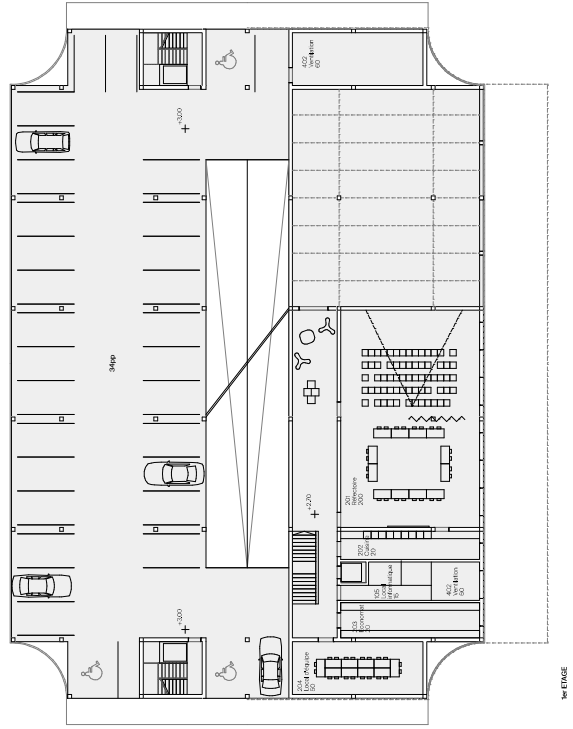
Structural type:

Parking Building

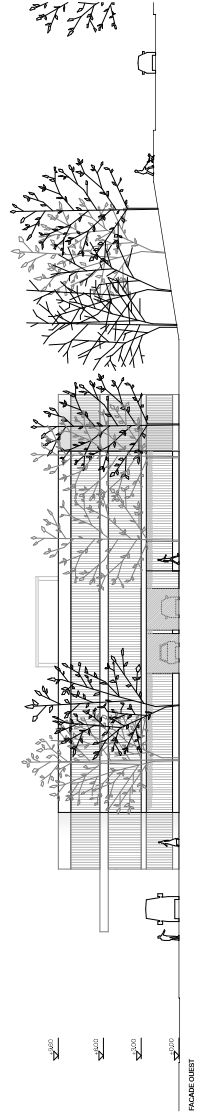
Project goal:

Design of building roof (change from timber to precast)

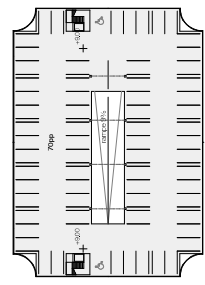




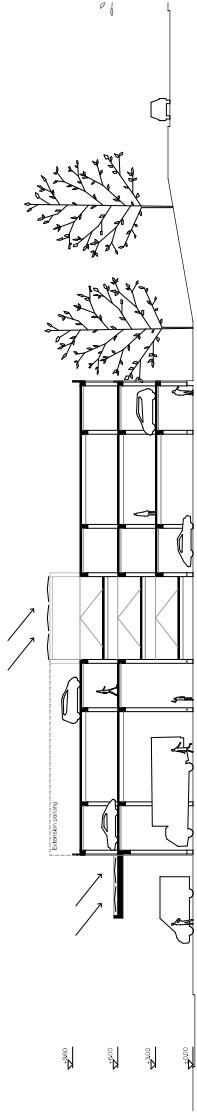
1er ETAGE



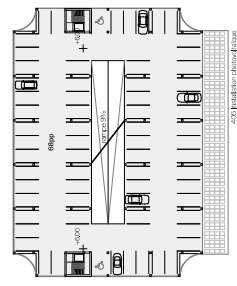
FACADE OUEST



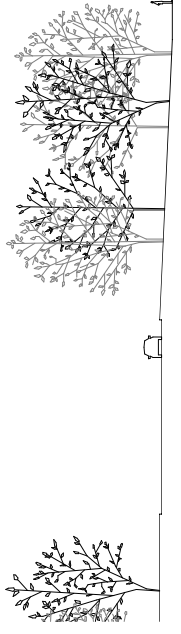
2e ETAGE



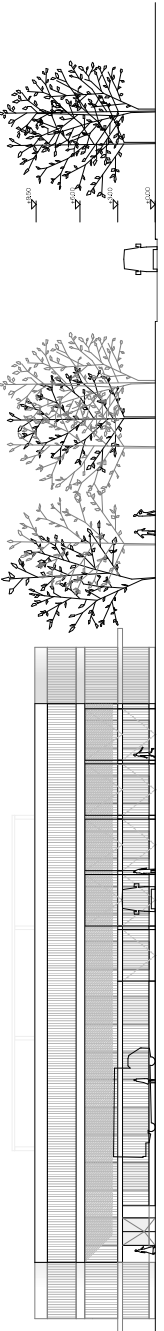
FACADE OUEST



3e ETAGE



FACADE OUEST



12

Project title:

Gualbello wool-mill at Mongrando (Vercelli)

Structural type:

Industrial Building

Project goal:

Design of building frames (change/adapt existing precast solution)

