

Estruturas de Betão em Portugal

Concrete Structures
in Portugal

Obras Works

2021-2025



Estruturas de Betão em Portugal

Concrete Structures
in Portugal

Obras Works

2021-2025

ficha técnica

TÍTULO Estruturas de Betão em Portugal 2021-2025

EDIÇÃO Grupo Português de Betão Estrutural

COORDENAÇÃO GERAL Eduardo Júlio

GESTÃO DA EDIÇÃO Sandra Neves

DESIGN E CONCEÇÃO GRÁFICA Engenho e Média

IMPRESSÃO Lidergraf Sustainable Printing

1ª EDIÇÃO 2026

ISBN 978-989-53078-2-1

DEPÓSITO LEGAL 565318/26

Os textos da apresentação das obras são da responsabilidade dos autores dos respetivos projetos.
Imagens com direitos reservados.

Copyright © 2026 | GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural

Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida, no todo ou em parte,
sob qualquer forma ou meio, sem autorização prévia do GPBE.

Apresentação Forward

O GPBE – Grupo Português do Betão Estrutural é o membro português da *fib* – *International Federation for Structural Concrete* e tem como principal objetivo a promoção da cooperação científica e técnica no domínio do Betão Estrutural, tanto a nível nacional como internacional.

Criado em 1966 como GPPE – Grupo Português de Pré-Esforçado, representante nacional da FIP – *Fédération Internationale de la Précontrainte*, o Grupo assumiu a designação atual em 1998, com a criação da *fib*, resultante da fusão da FIP com o CEB – *Comité Euro-International du Béton*.

O GPBE participa ativamente nas atividades da *fib*, nomeadamente no desenvolvimento dos *fib bulletins*, e promove a divulgação do conhecimento na área do Betão Estrutural através da organização bianual, desde 1986, do Encontro Nacional de Betão Estrutural, entre outras iniciativas. O GPBE organizou o *fib Symposium*, em 2021, e o *7th fib Congress*, em 2026.

Por ocasião dos Encontros Nacionais, o GPBE atribui a Medalha de Mérito a personalidades de relevo e Prémios à melhor Dissertação de Mestrado e à melhor Tese de Doutoramento, na área do Betão Estrutural.

Os atuais corpos diretivos do GPBE são os seguintes:

The GPBE – Portuguese Group for Structural Concrete is the Portuguese member of *fib* – *International Federation for Structural Concrete* and its main objective is to promote scientific and technical cooperation in the field of Structural Concrete, both nationally and internationally.

Founded in 1966 as GPPE – Portuguese Group for Prestressing, the national representative of FIP – *Fédération Internationale de la Précontrainte*, the Group adopted its current name in 1998 following the establishment of *fib*, which resulted from the merger of FIP with CEB – *Comité Euro-International du Béton*.

GPBE actively participates in the activities of *fib*, notably in the development of *fib bulletins*, and promotes the dissemination of knowledge in the field of Structural Concrete through the biennial organisation, since 1986, of the National Meeting on Structural Concrete, among other initiatives. GPBE organised the *fib Symposium* in 2021 and the *7th fib Congress* in 2026.

On the occasion of these National Meetings, GPBE awards a Medal of Merit to distinguished individuals and Prizes for the best Master's Dissertation and the best Doctoral Thesis in the field of Structural Concrete.

The current governing bodies of GPBE are as follows:

Direção

Eduardo Júlio – Presidente
Ana Sofia Louro – Vice-Presidente
José Sena Cruz – Vice-Presidente
Mário Pimentel – Vice-Presidente
Miguel Lourenço – Vogal
Nuno Maia – Vogal
Paulo Rocha – Vogal
André Furtado – Tesoureiro
João Pacheco – Secretário
Sandra Neves – Secretária-Geral

Assembleia Geral

Manuel Pipa – Presidente
António Ramos – Secretário

Conselho Fiscal

António Bettencourt Ribeiro – Presidente
Eduardo Cavaco – Vogal
Ricardo do Carmo – Vogal

Prefácio

Preface

O GPBE – Grupo Português do Betão Estrutural apresenta, desde o XII Congresso da FIP, realizado em Washington em 1994, uma publicação periódica com um conjunto de estruturas de betão, projetadas e executadas pela Engenharia Portuguesa.

O presente livro abrange os anos 2021 a 2025, dando assim continuidade às edições anteriores, e será distribuído por ocasião do 7th *fib* Congress, organizado pelo GPBE em Lisboa em 2026.

A Direção do GPBE selecionou um conjunto de obras realizadas, no período referido, por alguns dos principais gabinetes de projeto e empresas de construção nacionais.

Atendendo à intensa atividade de investigação científica desenvolvida em Portugal na área do Betão Estrutural, decidiu-se alargar o âmbito deste livro e incluir igualmente alguns dos principais projetos de investigação desenvolvidos no quinquénio em apreço.

O GPBE expressa o seu agradecimento aos projetistas e aos investigadores pelo envio dos resumos dos projetos de obras e de investigação, os quais são da sua exclusiva responsabilidade.

The GPBE – Portuguese Group for Structural Concrete has published, since the XII FIP Congress held in Washington in 1994, a periodical volume presenting a selection of concrete structures designed and constructed by Portuguese engineering firms.

The present book covers the years 2021 to 2025, thereby continuing the previous editions, and will be distributed on the occasion of the 7th *fib* Congress, organised by the GPBE in Lisbon in 2026.

The GPBE Board selected a number of works carried out during the aforementioned period by some of the leading national design offices and construction companies.

In view of the significant scientific research activity undertaken in Portugal in the field of Structural Concrete, it was decided to broaden the scope of this publication to include several of the principal research projects developed during the five-year period under consideration.

The GPBE wishes to express its appreciation to the designers and researchers for submitting the abstracts of the design and research projects, for which they are solely responsible.

Eduardo Júlio
Presidente do GPBE
Fevereiro 2026

Obras 2021-2025

Works 2021-2025

Índice

Table of Contents

- 10 Estrutura e fundações do empreendimento de lofts: "A Fábrica", antiga fábrica de cervejas da Madeira
Structure and foundations of a loft development project: "A Fábrica", the former Madeira brewing factory
- 12 Reabilitação e Reforço Sísmico de um edifício na Avenida Duque de Loulé
Retrofitting and Seismic Reinforcement of a building in Avenida Duque de Loulé
- 14 Reforço sísmico do Viaduto Duarte Pacheco
Seismic strengthening of the Duarte Pacheco Viaduct
- 16 Edifícios multipiso – pensar pré-fabricado
Multi-storey buildings – thinking prefabricated
- 18 Ponte Randselva
Randselva Bridge
- 20 Ponte Raunesteinsli
Raunesteinsli Bridge
- 22 Requalificação do Teatro Variedades
Requalification of Teatro Variedades
- 24 Estação Santos – Prolongamento das Linhas Amarelas e Verde
Santos Station – Extension of the Yellow and Green Lines
- 26 Pontes e Viadutos da EN326 – Trecho 1
Bridges and Viaducts of EN326 – Section 1
- 28 Remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água
Serra de Água Hydroelectric Powerplant renovation
- 30 Cais para indústria no Porto de Aveiro
Industrial pier in the Port of Aveiro
- 32 Ponte de Pardais na nova Linha de Évora
Pardais Bridge on the new Évora Line
- 34 Reabilitação da estrutura de suporte da ER101 – Santa Cruz
Rehabilitation of the supporting structure of ER101 – Santa Cruz

Obras Works

- 36 **Duas Pontes Ferroviárias para o TGV em Rabat**
Two Railway Bridges for High Speed in Rabat
- 38 **Ponte de acesso ao novo porto de Dakhla**
Bridge to the new port of Dakhla
- 40 **Viaduto K52A - Autoestrada A16**
Viaduct K52A – Highway A16
- 42 **Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana e Viaduto de Acesso: Reabilitação e Substituição do Sistema de Tirantes**
International Bridge over the Guadiana River and Access Viaduct: Rehabilitation and Replacement of the Stay Cable System
- 44 **Porto de Bargny-Sendou: Cais de Acesso e Terminal de Granéis Sólidos**
Port of Bargny-Sendou: Access Trestle and Solid Bulk Terminal
- 46 **Porto de Paíta – Programa de Expansão: Fase III**
Port of Paíta Expansion Program: Phase III
- 48 **Edifício Phoenix – Edifício Sede do Grupo Fidelidade**
Phoenix Building – Headquarters of Fidelidade Corporation
- 50 **Edifício Savoy Residence Monumentalis**
Savoy Residence Monumentalis Building
- 52 **Edifícios Allo | Alcântara Lisbon Offices**
Allo | Alcântara Lisbon Offices Buildings
- 54 **Ponte Ferroviária da Asseca II – Nova Linha de Évora**
Asseca II Railway Bridge – New Évora Railway Line
- 56 **Projeto de 28 Pontes Ferroviárias – Nova Linha de Évora**
Design of 28 Railway Bridges – New Évora Railway Line
- 58 **Barragem do Pisão – Órgãos hidráulicos de Segurança em Betão Armado**
Pisão Dam - Hydraulic Safety Structures in Reinforced Concrete
- 60 **Estruturas Definitivas de Duas Estações para o Metro de Argel**
Definitive Structures of Two Stations for the Algiers Metro

Estrutura e fundações do empreendimento de lofts: “A Fábrica”, antiga fábrica de cervejas da Madeira

Structure and foundations of a loft development project: “A Fábrica”, the former Madeira brewing factory

LOCALIZAÇÃO LOCATION Funchal, Portugal

CLIENTE CLIENT Grupo Pestana / Arqt. Rodrigo Cascais

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Vasco Appleton, Maria da Graça Roquette – A2P Consult - Estudos e Projectos, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR RIM, S.A.

A origem da fábrica de cervejas da Madeira remonta ao século XIX, tendo sido ampliada em 1935, em 1948, 1956 e 1965. A implantação do conjunto corresponde a cerca de 2440 m², com uma área total de construção de perto de 10 800 m², que, depois de ampliada, ficou com uma área estrutural de cerca de 12 000 m², em cinco pisos mais pérgulas da cobertura, dos quais dois são semi-enterrados. A geotecnia local corresponde a depósitos aluvionares recentes, seguidos de piroclastos sob os quais se encontrarão as camadas basálticas.

Os edifícios foram divididos em zonas, correspondentes a diferentes épocas de construção, tendo sido reaproveitadas as estruturas correspondentes às estruturas da transição do século XIX e XX, algumas estruturas das décadas de 40 e a globalidade da estrutura da intervenção dos anos 60 do século XX. O restante foi demolido, face à excessiva degradação e para adaptação do programa. As estruturas existentes foram reparadas, sempre que apresentavam delaminação, carbonatação e degradação de armaduras, e reforçadas, quando necessário, através de encamisamentos de betão armado pregado às mesmas.

The Madeira brewery (fábrica de cervejas da Madeira) dates to the 19th century, having been expanded in 1935, 1948, 1956 and 1965. The set covers approximately 2440 m² with a total gross construction area of nearly 10,800 m², which, after expansion, had a structural area of approximately 12,000 m² with five floors, two of which are semi-underground, plus roof pergolas.

Local geotechnical conditions correspond to recent alluvial deposits, followed by pyroclasts beneath which the basaltic layers are found. The buildings were divided into zones corresponding to different construction periods. The structures corresponding to the transitional structures of the 19th and 20th centuries, some structures from the 1940s, and the entire structure from the intervention of the 1960s, were globally reused; the rest was demolished, due to excessive decay and for program purposes.

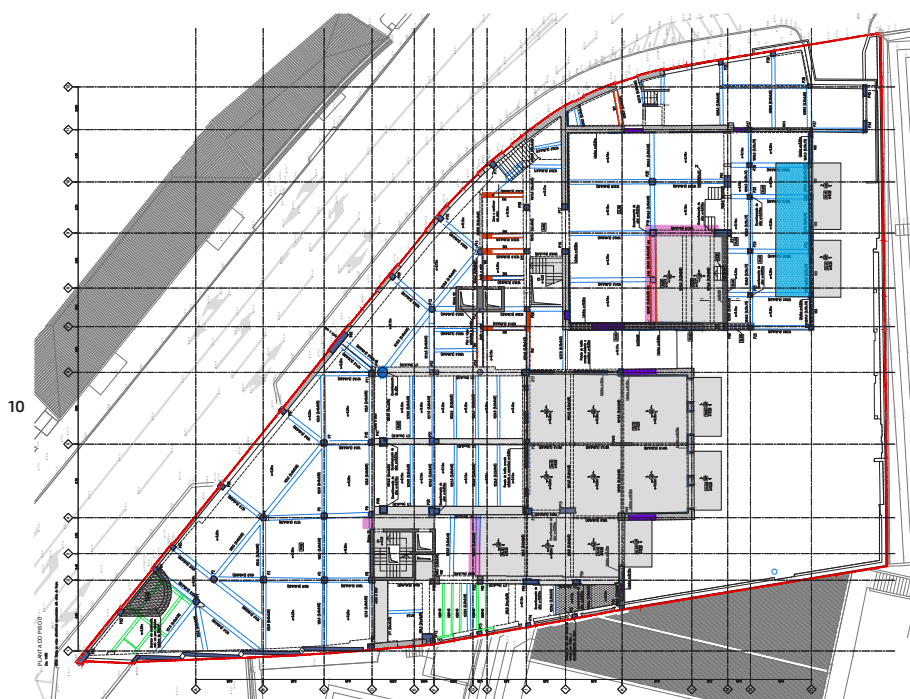


FIG. 1 Planta de um piso (1º). Plan of one floor (1 st).



FIG. 2 Localização do conjunto. Plan location of the development.



FIG. 3 Demolições; armaduras posicionadas para encamisamento de pilar e reforço de fundações. Demolition phase; rebars being positioned for jacketing, and foundation strengthening of a column

As novas estruturas foram executadas com o recurso ao betão armado, com estruturas metálicas e mistas e ainda tendo as pérgolas de cobertura e estruturas de reforço pontuais sido executadas com elementos de estrutura metálica (ver figuras).

The existing structures were repaired whenever they showed delamination, carbonation and degradation of reinforcement steel, and strengthened, when necessary, using reinforced concrete casings nailed to them.

New structures were built using reinforced concrete, composite steel and concrete structures, with the roof pergolas and specific reinforcement structures being built using steel elements (see figures).



FIG. 4 Execução cofragem dos novos pisos intermédios. New floors, formwork, partial view after completion.



FIG. 5 Vista parcial após conclusão. Partial view after completion.

Reabilitação e Reforço Sísmico de um edifício na Avenida Duque de Loulé

Retrofitting and Seismic Reinforcement of a building in Avenida Duque de Loulé

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Trias PRT Office 123-T / Arqt. Ana Costa

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Vasco Appleton, Rui Delgado, Ana Santos - A2P Consult - Estudos e Projectos, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Tecniarte, S.A.

O edifício localiza-se na Avenida Duque de Loulé em Lisboa. A construção original, datada do início da década de 1970, apresenta uma área de implantação de 580 m² com uma área de construção total de 8700 m² distribuída ao longo de 16 pisos, 5 dos quais enterrados (figura 3).

A estrutura original é constituída por betão armado num sistema porticado com afastamento médio de 6,00 m, intercalado com pórticos secundários. A estrutura vertical é constituída por pilares com dimensões variáveis entre 0,40 e 2,00 m. As lajes são maciças, com 0,12 m de espessura. Estrutura horizontal da sobreloja é exceção, tendo sido adotada uma solução nervurada e aligeirada com bandas maciças de 0,38 m de espessura total (figura 2).

A intervenção estrutural focou-se em dois vetores principais: adaptação da estrutura existente à proposta arquitetónica e reforço sísmico da estrutura. As modificações arquitetónicas introduzidas incluíram a reformulação da cobertura, a introdução de piscinas nos pisos 6 e 9, a alteração do núcleo de elevadores e a execução de um mezzanine.

A solução estrutural de reforço e de adaptação incluiu a integração de quatro paredes novas e parte do núcleo de elevadores como elementos principais de resistência à ação sísmica. A estrutura vertical existente foi reforçada através de encamisamento em betão armado e reforços com CFRP. Em áreas onde a preservação da estrutura existente com reforço seria inviável, optou-se por demolições parciais acompanhadas da reconstrução de elementos com geometria e armaduras adequadas à nova função estrutural e carregamento (figura 2).

The building is located on Avenida Duque de Loulé in Lisbon. The original construction, dating from the early 1970s, occupies an area or 580 m² with a gross construction area of 8700 m² distributed over 16 floors, 5 of which are underground (figure 3).

The original structure consists of reinforced concrete primary frames with an average spacing of 6.00 m, complemented with secondary frames between the primary ones. The vertical structure includes columns with varying dimensions between 0.40 m and 2.00 m. The slabs are solid, with a thickness of 0.12 m. The horizontal structure of the mezzanine is an exception, with a ribbed and lightweight solution with solid bands of 0.38 m total thickness (figure 2).

The structural intervention focused on two main vectors: adapting the existing structure to the architectural proposal and seismic reinforcement of the structure. The architectural modifications introduced included the redesign of the roof, the introduction of swimming pools on the 6th and 9th floors, the refurbishment of the elevator core, and the construction of a new mezzanine.

The reinforcement and adaptation structural solution included the integration of four new walls and part of the elevator core as the main seismic resistant elements. The existing vertical structure was reinforced with reinforced concrete casings and CFRP reinforcements. In zones where preserving the existing structure with reinforcement would be unfeasible, partial demolitions were carried out, followed by the reconstruction of elements with geometry and reinforcements suitable for the new structural function and loading (figure 2).

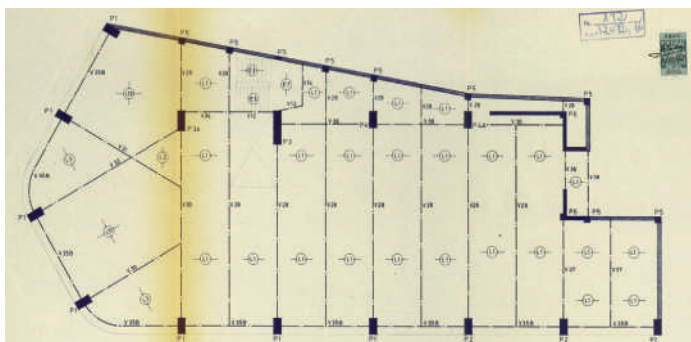
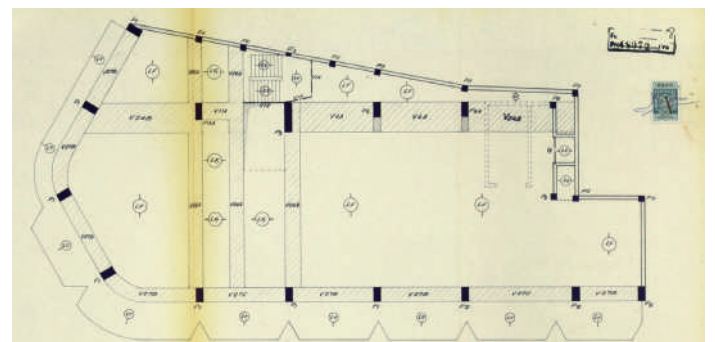


FIG. 1 Excerpts from the original project. Excerpts from the original project.



PLANTA DO PISO 0
Esc. 1:100

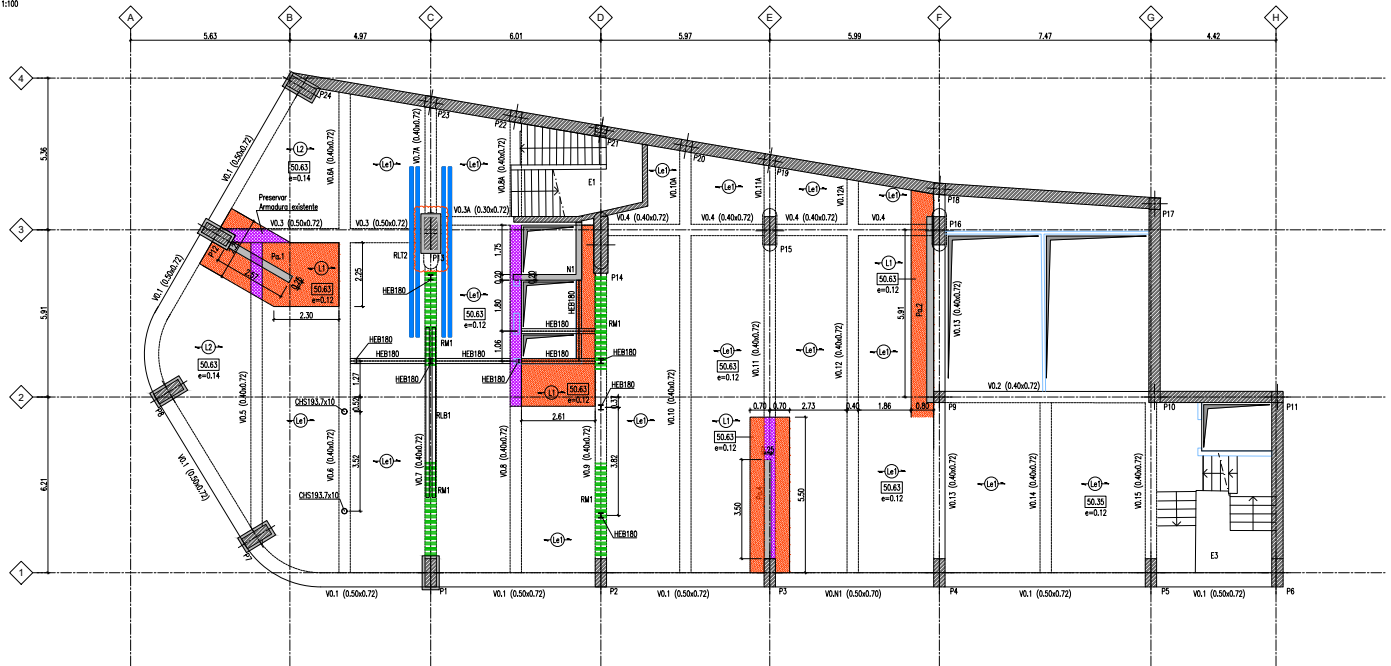


FIG. 2 Planta do piso 0. Plan of floor 0.

Recorreu-se também a estruturas metálicas principalmente sobre a forma de aço laminado de seções HEA, HEB e IPE na criação de subestruturas de apoio e redistribuição de cargas associadas às piscinas, cobertura e mezzanine novas.

Steel structures were also used, mainly in the form of laminated steel sections type HEA, HEB, and IPE, in the establishment of pools' substructures and load redistribution, new roof and mezzanine.



FIG. 3 Edifício antes da intervenção de adaptação e reforço. Building before the refurbishment and reinforcement interventions.



FIG. 4 Vista após conclusão da obra. View after completion.

Reforço sísmico do Viaduto Duarte Pacheco

Seismic strengthening of the Duarte Pacheco Viaduct

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Infraestruturas de Portugal, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Júlio Appleton, António Costa – A2P Consult-Estudos e Projectos Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Teixeira Duarte, S.A.

O Viaduto Duarte Pacheco em Lisboa, com 355 m de desenvolvimento entre eixos dos encontros, foi construído entre 1937 e 1944, sendo a sua estrutura integralmente realizada em betão armado (figura 1).

O viaduto foi reabilitado em 2005 com o objetivo de reparar e proteger a estrutura face às anomalias existentes induzidas por reações expansivas no betão (reações álcalis-silica). Em 2022/24 foi realizada uma intervenção de reforço sísmico da estrutura complementada com um reforço da proteção superficial do betão para controlo das reações expansivas.

A avaliação do comportamento sísmico do viaduto revelou deficiências relevantes que colocaram diversos desafios para a sua resolução. O viaduto é constituído por 5 estruturas independentes com muitas juntas de dilatação (figura 2). Estas estruturas apresentavam um comportamento dinâmico independente pelo que os deslocamentos induzidos pelos sismos originavam o impacto entre os tabuleiros na zona das juntas.

A estrutura sobre o arco central e os viadutos de ligação entre arcos apresentavam um comportamento sísmico inadequado na direção longitudinal devido à sua muito baixa rigidez e insuficiente capacidade de restituição lateral. No caso dos viadutos intermédios, a estrutura resistente aos sismos era constituída apenas por um

The Duarte Pacheco Viaduct in Lisbon, with a length of 355 m between the abutments, was built between 1937 and 1944, and its structure was made entirely of reinforced concrete (figure 1).

The viaduct was rehabilitated in 2005 with the aim of repairing and protecting the structure against existing anomalies induced by expansive reactions in the concrete (alkali-silica reactions). In 2022/24, a seismic strengthening intervention was carried out on the structure, complemented by an improvement of the surface protection of the concrete to control expansive reactions.

The assessment of the viaduct's seismic behaviour revealed relevant deficiencies that posed several challenges for its resolution. The viaduct consists of 5 independent structures with many expansion joints (figure 2). These structures presented independent dynamic behavior so that the displacements induced by earthquakes could cause the impact between the decks in the joint area and significant damage to the structure.

The structure over the central arch and the viaducts between arches presented inadequate seismic behavior in the longitudinal direction due to their very low rigidity and insufficient lateral restitution capacity. In the case of the viaducts between arches, the earthquake-resistant structure consisted only of an alignment of columns, with the remaining columns functioning as pendulums



FIG. 1 Excertos do projeto original. Excerpts from the original project.

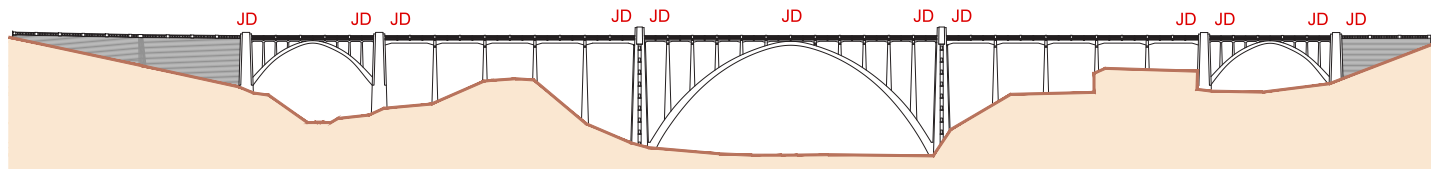


FIG. 2 Localização das juntas de dilatação. Location of the expansion joints.

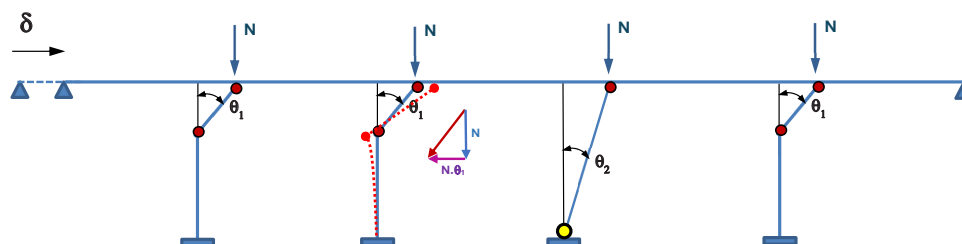
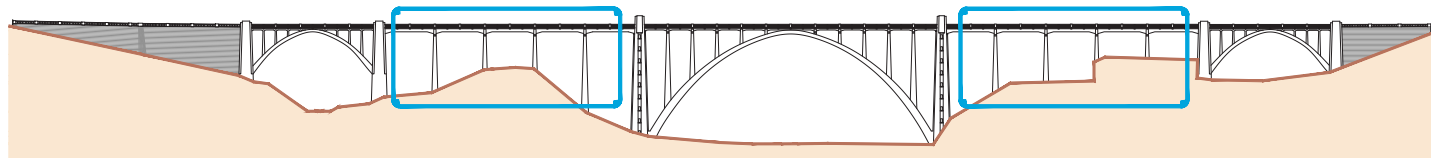


FIG. 3 Comportamento sísmico dos viadutos intermédios. Seismic behaviour of the viaducts between arches.

alinhamento de pilares sendo que os restantes pilares funcionam como pêndulos (figura 3). Esta situação podia causar um movimento descontrolado destas estruturas com consequências imprevisíveis.

A análise das possíveis soluções de intervenção para resolver as principais deficiências relativas às juntas de dilatação, ao comportamento sísmico da estrutura sobre o arco central e dos viadutos conduziu a uma estratégia de intervenção que consistiu na redução dos deslocamentos sísmicos.

A intervenção constou no reforço das pilastras do arco central, na ligação dos viadutos e estrutura sobre o arco central às pilastras e na abertura de duas juntas sísmicas na junção do tabuleiro dos viadutos às pilastras dos arcos laterais. Com esta intervenção materializou-se um grande pórtico que constituirá a estrutura primária na resistência aos sismos (figura 4).

(figure 3). This situation could cause uncontrolled movement of these structures with unpredictable consequences.

The analysis of possible intervention solutions to resolve the main deficiencies relating to the structure impacts in the expansion joints, the poor behavior of the structure over the central arch and the unfavorable behavior of the viaducts between arches led to an intervention strategy that consisted of reducing seismic displacements.

The intervention involved the strengthening of the central arch main pillars, the connection of the viaducts and the structure over the central arch to the main pillars, and the opening of two seismic joints at the junction of the viaduct deck to the main pillars of the lateral arches. With this intervention, a large frame was created that will constitute the primary structure in earthquake resistance (figure 4).

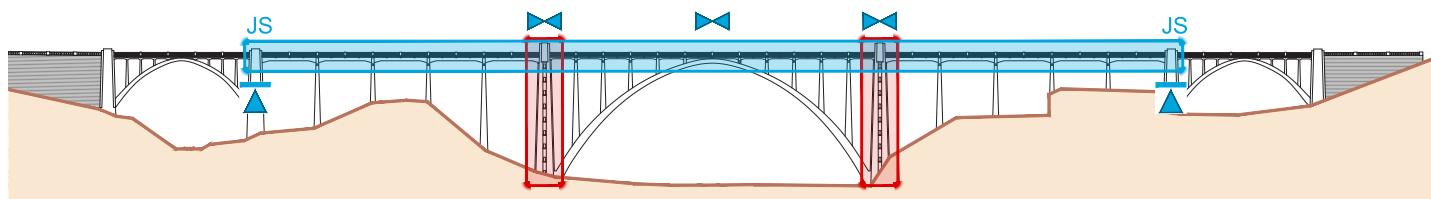


FIG. 4 Pórtico que constitui a estrutura resistente aos sismos. Main frame for seismic resistance.

Edifícios multipiso – pensar pré-fabricado

Multi-storey buildings – thinking prefabricated

LOCALIZAÇÃO LOCATION Vila Nova de Gaia, Portugal

CLIENTE CLIENT GFH

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Ricardo Carriço, Patrícia Carreira, António Monteiro – A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda

CONSTRUTOR CONTRACTOR FERREIRA Build Power

O empreendimento inclui três torres residenciais (10 a 12 pisos e três caves), totalizando 22 000 m². Duas torres estão ligadas e a terceira é independente. A estrutura é em betão pré-fabricado, com fachadas aparentes integradas no design

O contraventamento foi assegurado por núcleos de escadas e elevadores e por paredes betonadas in situ para garantir rigidez torsional, permitindo ainda ligações viga-pilar simplesmente apoiadas e montagem facilitada. A malha estrutural, influenciada pelo exoesqueleto aparente, inclui pilares periféricos e centrais com dois pisos de altura para otimizar o transporte e o fabrico. Foram usadas lajes alveolares com vão de 7 a 8 m e uma lâmina de compressão de 7 cm garantem eficiência e comportamento de diafragma, enquanto vigas em T invertido ou L respondem às restrições de altura. As escadas pré-fabricadas apoiam-se em cantoneiras metálicas e as varandas são integradas com vigas ou executadas como lajes maciças. As ligações pilar-pilar usam bainhas com grout e as viga-pilar consolas curtas, visíveis nos estacionamentos e ocultas nos pisos habitacionais. Para prevenir colapso progressivo, foi implementado um sistema de cintagem com efeito de catenária, com cintas atravessando os pilares e ancoradas por acopladores roscados.

Ao longo da execução da obra foram constatadas diversas vantagens da pré-fabricação:

- Dado que se trata de uma estrutura aparente, a qualidade das peças produzidas foi de encontro ao esperado pela arquitetura;
- Maior controlo de qualidade dos elementos, uma vez que são produzidos num ambiente controlado de fábrica e não em obra;
- Redução do desperdício de material, de poeira e de ruído;
- Em certas fases, constatou-se uma redução significativa dos prazos de execução;
- Redução da mão-de-obra necessária em obra;
- Solução mais sustentável comparativamente à solução in situ.

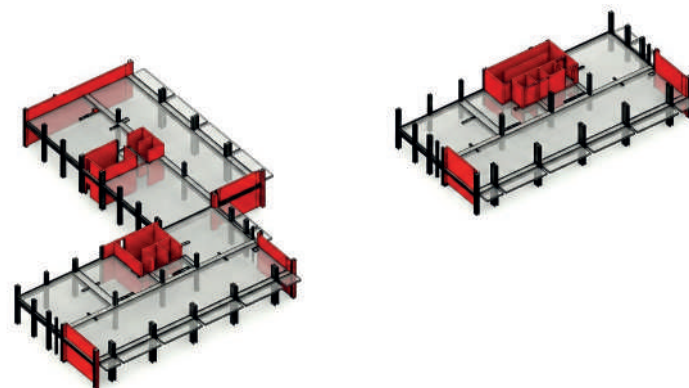


FIG. 1 Planta (Vista 3D). Floor plan (3D view).

The development comprises three residential towers (10 to 12 stories and three basements), totaling 22,000 m². Two towers are connected, and the third is independent. The structure uses precast concrete with exposed façades integrated into the design. Bracing was provided by stair and elevator cores and additional cast-in-place walls for rigidity, enabling simply supported beam-column connections and easier assembly. The structural grid, shaped by the visible exoskeleton, features perimeter and central columns, with two-story-high elements for transport and manufacturing efficiency. Hollow-core slabs spanning 7–8 m with a 7 cm compression layer ensure efficiency and diaphragm action, while inverted T or L beams address height constraints. Precast stairs rest on steel angles, and balconies are either integrated with beams or built as solid slabs. Column-to-column connections use grout-filled sleeves, and beam-to-column links use short corbels—exposed in parking and hidden in residential floors. To

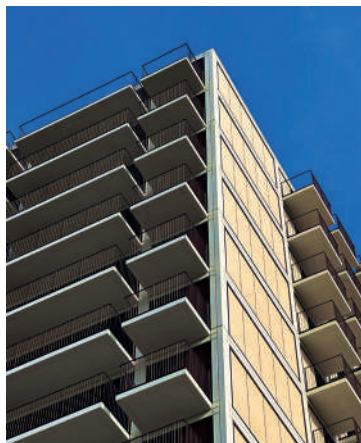


FIG. 2 Vista lateral do edifício. Side view of the building.



FIG. 3 Vista aérea do edifício. Aerial view of the building.



FIG. 4 Interior do edifício durante a construção.
Building interior during construction.



FIG. 5 Varandas durante a construção.
Balconies during construction phase.

Porém, neste projeto em particular não se verificaram alguns dos princípios fundamentais, nomeadamente:

- A existência de demasiadas singularidades;
- A falta de regularidade entre a malha estrutural dos pisos de habitação e a malha dos pisos de estacionamento;
- O facto de o fabrico dos elementos pré-fabricados ter iniciado numa fase demasiado tardia relativamente aos prazos previstos para a montagem em obra.

O incumprimento destes princípios fundamentais resultou em prazos de execução globais relativamente semelhantes aos de uma solução *in situ*. No entanto, toda a equipa envolvida, nomeadamente promotor, empreiteiro e projetistas perceberam as potencialidades e os benefícios de uma solução pré-fabricada, ficando evidente que, sendo pensada, projetada e executada com o devido planeamento, tem capacidade para ser mais vantajosa que uma solução tradicional. Prova disto é o facto de o promotor ter decidido avançar com um segundo empreendimento, dentro dos mesmos moldes, que à data se encontra em construção, respeitando os princípios não verificados no primeiro empreendimento. Para este efeito a equipa envolvida identificou uma série de aspetos a melhorar, resultando na implementação futura das seguintes medidas:

- Reduzir os elementos *in situ*, uma vez que estes condicionam o avanço da estrutura pré-fabricada devido ao tempo gasto na montagem de armaduras e cofragens, juntamente com o período de cura do betão e posterior descofragem. Como medida de melhoria, no segundo empreendimento as paredes de contraventamento nas empenas serão pré-fabricadas e os núcleos serão executados com cofragens trepantes, andando sempre à frente da montagem dos elementos pré-fabricados;
- Reduzir ou eliminar as singularidades uma vez que cada elemento pré-fabricado necessita de um molde que é preparado para a produção da peça e simultaneamente de uma preparação detalhada do respetivo elemento;
- Compatibilizar a malha estrutural dos pisos de habitação com a malha dos pisos de estacionamento, evitando assim um piso de transição *in situ*;
- O fabrico dos elementos pré-fabricados deve iniciar com a antecedência suficiente para garantir a entrega das peças em obra nos prazos de montagem pretendidos.

Estas melhorias permitirão aumentar os rendimentos de montagem e execução da estrutura, possibilitando a entrada antecipada das habitações no mercado.

Importa agora dar continuidade ao processo de aprendizagem e de partilha de conhecimento e experiências entre os diversos intervenientes do setor da construção para que cada vez se pense mais e melhor pré-fabricado.

prevent progressive collapse, a catenary-effect tying system was implemented, with ties running through columns and anchored with threaded couplers.

Throughout the construction process, several advantages of precast concrete were observed:

- As the structure is exposed, the quality of the precast elements met architectural expectations;
- Greater quality control of the elements entering the site, as they are produced in a controlled factory environment;
- Reduction in material waste, dust, and noise on site;
- In certain phases, a significant reduction in construction time was noted;
- Reduced on-site labor requirements;
- A more sustainable solution compared to cast-in-place construction.

However, some fundamental principles were not followed in this specific project:

- There were too many singularities;
- Lack of regularity between the structural grid of the residential floors and the parking floors;
- The manufacturing of precast elements began too late in relation to the planned assembly schedule.

The failure to adhere to these principles led to overall construction times similar to a traditional cast-in-place solution. Nevertheless, all stakeholders (including the developer, contractor, and designers) recognized the potential and benefits of precast concrete. It became clear that, if well thought out, designed, and executed with proper planning, it can be more advantageous than traditional construction.

Proof of this is the developer's decision to proceed with a second project under the same approach, which is currently under construction and incorporates the lessons learned from the first one.

To this end, the team identified a series of improvement measures to be implemented in future projects:

- Reduce cast-in-place elements, as these delay the progress of the precast structure due to time spent on rebar installation, formwork, curing, and stripping. In the second project, the bracing walls will be precast, and the cores will be built using climbing formwork, always staying ahead of the precast assembly;
- Reduce or eliminate singularities, as each precast element requires a mold and detailed preparation. The more elements that can be produced with the same molds, the faster and cheaper the detailing and production will be;
- Align the structural grids of residential and parking floors to avoid a transitional *in situ* floor, as occurred in the first project;
- Begin the manufacturing of precast elements early enough to ensure timely delivery for on-site assembly.

These improvements will enhance the efficiency of the structure's assembly and execution, allowing earlier market entry for the residential units.

It is now essential to continue the learning and knowledge-sharing process among stakeholders in the construction sector to encourage more thoughtful and effective use of precast concrete in the future.

Ponte Randselva

Randselva Bridge

LOCALIZAÇÃO LOCATION Hønefoss, Norway

CLIENTE CLIENT Statens Vegvesen (Administração Pública de Estradas da Noruega) / PNC Norway

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Armando Rito, Pedro Cabral, Tiago Vieira – ARMANDO RITO ENGENHARIA, S.A. / Amund Geicke – SWECO NORGE AS

CONSTRUTOR CONTRACTOR PNC Norway

A Ponte Randselva, que atravessa o rio com o mesmo nome, situa-se na cidade de Hønefoss, cerca de 60 km a noroeste de Oslo, a capital da Noruega, servindo a estrada E16 que segue para a Suécia.

A ponte é uma superestrutura contínua com sete tramos e um comprimento total de 634 m numa curva suave sob um vale profundo atravessando o rio, o caminho-de-ferro, algumas estradas e florestas. O tabuleiro em viga-caixão atinge uma altura máxima de 55 m e assenta em 4 tipos de fundação diferentes, resultantes de um cenário geológico muito heterogéneo e exigente. A ponte foi construída com recurso a um cimbra auto-lançável nos tramos laterais de 60 m e por avanços sucessivos no tramo principal de 194 m e foi aberta ao tráfego em julho de 2022.

The Randselva Bridge, which spans a river of the same name, is located in the town of Hønefoss, about 60 km northwest from Norway's capital, Oslo, and carries the E16 motorway to Sweden. The bridge is a continuous concrete superstructure with seven spans and 634 m long, gently curving across a deep valley over the river, railway and some existing roads and forests. The box-girder deck reaches 55 m at its highest point and stands on four different types of foundations, due to a demanding heterogeneous geotechnical scenario. The deck was built with moveable scaffolding system for the 60 m long side spans and with the balanced cantilever method for the bridge's 194 m long main span. The bridge opened to traffic in July 2022.



FIG. 1 Ponte Randselva – Vista geral depois de concluída. Randselva Bridge – Overview after completion.

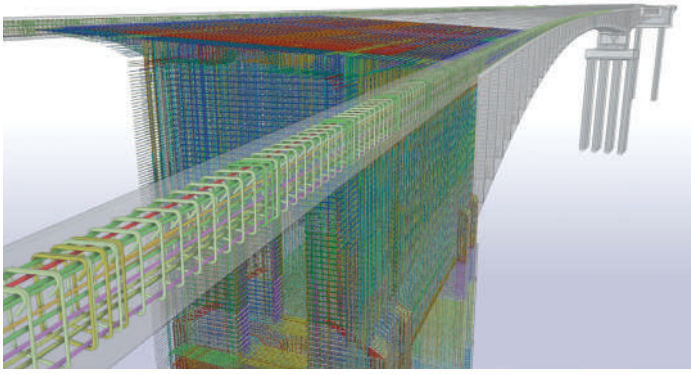
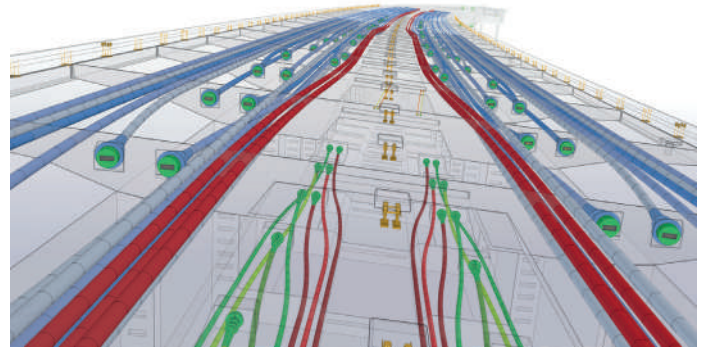


FIG. 2 Modelo BIM com todas as armaduras e cabos de pré-esforço. **BIM model with all the rebars and prestressing tendons.**



A obra apresenta condicionamentos geológicos muito relevantes, como um talude com 80 m de altura composto por areias do lado Oeste, rocha fraturada do lado Este do rio e xistos negros do lado Este. No entanto, o maior desafio foi desenvolver um projeto apenas com base em modelos digitais 3D (BIM), um requisito da Administração Pública de Estradas Norueguesa. Estando à altura do desafio, a Armando Rito Engenharia, juntamente com a equipa da Sweco Norge, entregou um modelo BIM com mais de 200 000 secções de armaduras a serem colocadas em 200 fases de betonagem e com mais de 200 cabos de pré-esforço. Com este fluxo de projeto sem desenhos, verificou-se haver um melhor entendimento do âmbito do trabalho tanto durante o planeamento da obra como durante a construção e uma maior flexibilidade para fazer alterações de projeto devido ao uso de um modelo paramétrico. Conseguiu-se ainda uma melhor antecipação e controlo de incompatibilidades habitualmente resolvidas na frente de obra, e uma eficaz colaboração além-fronteiras, tendo 95 % da informação sido partilhada por todos os intervenientes no processo através de ficheiros IFC.

À data do projeto e da sua construção foi a maior ponte no mundo projetada e construída sem recurso a desenhos, tendo-lhe sido atribuído pela Trimble o prémio de Melhor Projeto BIM e melhor projeto de Infraestruturas de 2020. A experiência adquirida com o projeto da Ponte Randselva mostra que o elevado nível de detalhe utilizado no modelo BIM permitiu uma melhor normalização no fabrico das armaduras e reduziu significativamente as dúvidas e pedidos de alterações durante a fase de obra. Por outro lado, esta metodologia trará também ganhos significativos do ponto de vista operacional e da manutenção desta ponte.

There were some very significant local geological conditions to solve like a slope with 80 m height in sand on the West side, weathered rock on the East side of the river and black shale on the East side but the main challenge was to use solely 3D model-based design (BIM), a request from the Norwegian Public Roads Administration. Rising to the challenge, Armando Rito Engenharia, together with Sweco's team, delivered a BIM model with over 200,000 sections of rebars contained within concrete that is added in 200 separate pour phases, with more than 200 post-tensioning cable anchors. With this drawing-less project workflow, there was a better understanding of the scope of work when both planning and building and an enhanced flexibility to design changes by using parametric design. Using a BIM model also allowed for a better anticipation and control of clashes which traditionally would be solved during construction, as well as excellent and eased cross-border cooperation with 95 % of the information between all partners being transferred by IFC files.

At the time it was the world's largest bridge designed and built without drawings, for which it was awarded by Trimble with the Best BIM Project Award in 2020. Experience from Randselva bridge shows that the high level of detailing used in the BIM-model is allowing a more standardized fabrication of reinforcement and is reducing significantly the number of questions and change requests from the site. This advanced model-based project is assumed to be very valuable for the operational period of the bridge and in maintenance purposes.

Betão Estrutural **Structural Concrete**

| | |
|--|-----------------------|
| Encontros e fundações Abutments and foundations | 2 600 m ³ |
| Pilares Piers | 2 540 m ³ |
| Tabuleiro Deck | 11 900 m ³ |
| Aço de pré-esforço Prestressing steel | 620 ton |
| Aço passivo Mild steel | 2 445 ton |

Quantidades de materiais. **Quantities of materials.**



FIG. 3 Sobreposição de imagem da construção com o modelo BIM. **Superposition of an image during construction with the BIM model.**

Ponte Raunesteinsli

Raunesteinsli Bridge

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lyngdal, Norway

CLIENTE CLIENT Nye Veier / JV Implenia - Stangeland

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Armando Rito, Pedro Cabral, Tiago Vieira – ARMANDO RITO ENGENHARIA, S.A. / Amund Geicke – SWECO NORGE AS

CONSTRUTOR CONTRACTOR Implenia

A Ponte Raunesteinsli consiste numa passagem inferior rodoviária que assegura o trânsito da auto-estrada E39, em Lyngdal, no Sul da Noruega. Está integrada num nó rodoviário e, sob a obra, desenvolve-se uma via de hierarquia inferior com uma rotunda e uma ciclovia. A ponte tem três vãos (21 m + 22 m + 21 m), sendo o tabuleiro nervurado, com duas nervuras pré-esforçadas de 1,30 m de altura, e uma largura total de cerca de 22 m. Os pilares, monolíticos com o tabuleiro, são fustes circulares com 1,20 m de diâmetro, fundados directamente sobre um aterro composto por rocha. A principal especificidade deste projeto é o facto de ter sido integralmente desenvolvido com base num modelo BIM, sendo a sua construção sido feita sem recurso a quaisquer desenhos. O lanço onde a ponte se insere foi aberto ao tráfego em Junho de 2025.

The Raunesteinsli Bridge consists of an underpass that ensures the traffic flow of the E39 motorway in Lyngdal, Southern Norway. It is integrated into a road junction, and beneath the structure, there is a lower hierarchy road with a roundabout and a cycle path.

The bridge has three spans (21 m + 22 m + 21 m), with a ribbed deck featuring two prestressed girders of 1,30 m in height, and a total width of about 22 m. The piers, monolithic with the deck, are circular shafts with a diameter of 1.20 m, directly founded on a rock embankment.

The main achievement of this project is that it was entirely developed based on BIM models, with its construction being carried out with no drawings at site.

The stretch where the bridge is located was opened to traffic in June 2025.

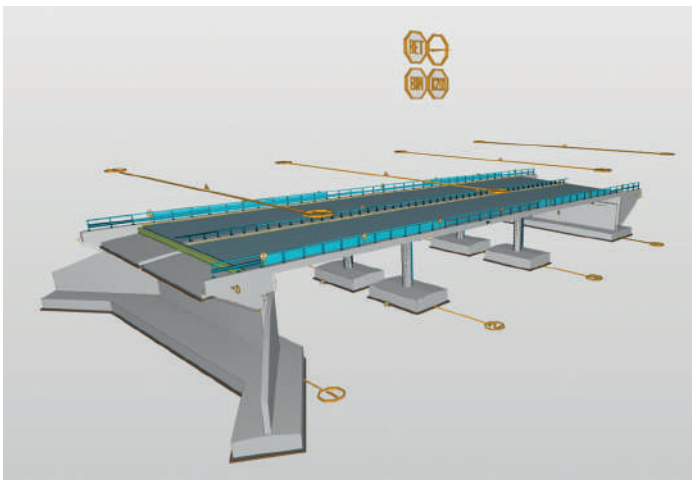


FIG. 1 Ponte Raunesteinsli – Modelo BIM da estrutura. Raunesteinsli Bridge – BIM Model of the structure.



FIG. 2 Raunesteinsli – Vista geral depois de concluída. Raunesteinsli Bridge – Overview after completion.

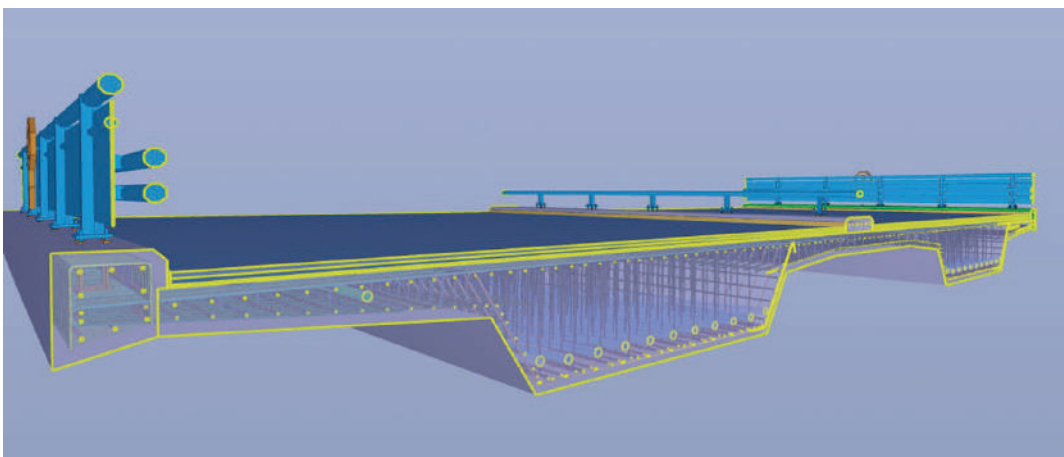
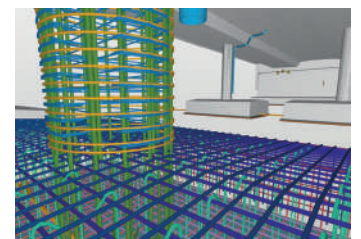


FIG. 3 Modelo BIM – Secção do tabuleiro e ligação do fuste do pilar à sapata. BIM model – Deck cross section and connection between pier shaft and foundation.



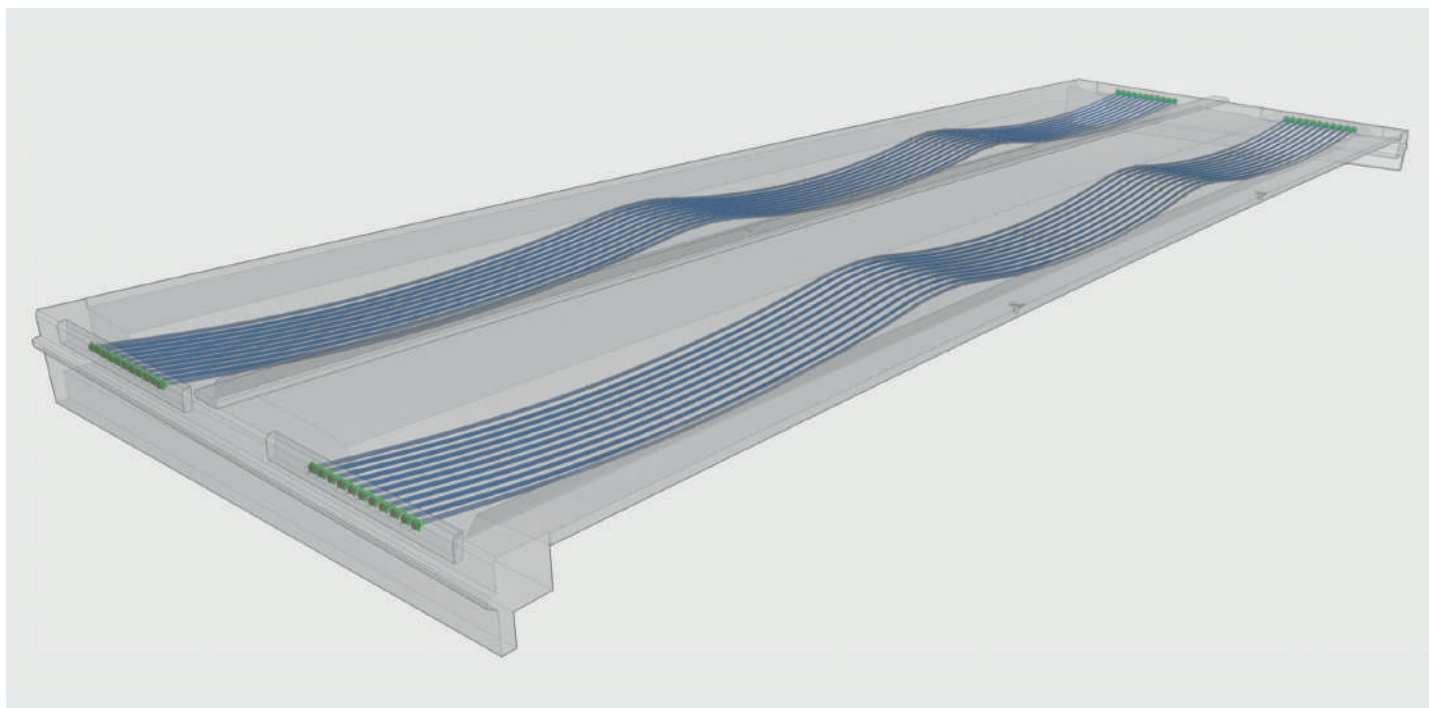


FIG. 4 Modelo BIM – Cabos e ancoragens de pré-esforço gerados em Rhino e no modelo 3D (Tekla). **BIM model – Prestressing cables and anchorages generated in Rhino and in the 3D model (Tekla).**

Na modelação da Ponte Raunesteinsli foram extensivamente usadas ferramentas de modelação paramétrica que possibilitaram ensaiar diversas soluções com relativa facilidade. Estas ferramentas conferiram à equipa projetista a capacidade de escolher com maior certeza a solução mais adequada para cada situação, uma vez que se torna mais intuitiva a detecção precoce de potenciais conflitos.

As vantagens da metodologia model-based aplicada ao projeto e à construção desta obra de arte foram notórias em termos de coordenação de especialidades, detecção precoce de erros, interação com a obra e facilidade nas alterações ao projeto, até mesmo na fase de obra, superando largamente o esforço acrescido necessário durante a fase de projeto. Em particular no que concerne à modelação de armaduras de betão armado, esta metodologia implicou a preparação completa da obra no próprio modelo BIM, aumentando naturalmente a responsabilidade da equipa projetista. Para tal, revelou-se como bastante vantajosa a estreita colaboração entre a equipa projetista e os responsáveis do empreiteiro, logo desde a fase inicial dos estudos. O resultado é um modelo que habilita a encomenda e a colocação de armaduras passivas e activas sem necessidade de desenhos.

Modelling Raunesteinsli Bridge, parametric design tools were extensively used, allowing various solutions to be tested with relative ease. These tools provided the design team with the ability to choose the most suitable solution for each situation with greater certainty, as early detection of potential conflicts becomes more intuitive.

The advantages of the model-based methodology applied to the design and construction of this structure were clear in terms of coordination of different specialties, early error detection, interaction with the construction, and ease of project modifications, even during the construction phase, far overpassing the additional effort required during the design phase. Particularly concerning the modelling of reinforcement rebars, this methodology involved the complete preparation of the work within the BIM model itself, naturally increasing the responsibility of the design team. For this, the close cooperation between the design team and the contractor's team from the initial study phase proved to be highly advantageous. The result is a model that enables the ordering and placement of passive and active reinforcements with no need for drawings.

Betão Estrutural **Structural Concrete**

Encontros e fundações **Abutments and foundations** 1 060 m³

Pilares **Piers** 30 m³

Tabuleiro **Deck** 1 250 m³

Aço de pré-esforço **Prestressing steel** 25 ton

Aço passivo **Mild steel** 250 ton

Quantidades de materiais. **Quantities of materials.**



FIG. 5 A obra aquando da construção dos encontros e pilares. **Bridge during works – abutments and piers.**

Requalificação do Teatro Variedades

Requalification of Teatro Variedades

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Lisboa SRU

ARQUITETURA ARCHITECTURE Aires Mateus e Associados

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Miguel Villar – BETAR Estudos

CONSTRUTOR CONTRACTOR Gabriel Couto

FOTOGRAFIA PHOTOGRAPHY Lisboa SRU

O Teatro Variedades, com projeto de Urbano de Castro, foi inaugurado em 1926, tornando-se a segunda casa de espetáculos, a seguir ao Teatro Maria Vitória, do recinto que viria a ser conhecido como Parque Mayer.

O passar dos anos, a falta de manutenção e a inatividade após os anos 90 conduziram parte da construção à ruína, com franca entrada de água nas paredes e pavimentos.

O programa de requalificação do edifício promoveu a construção de uma nova estrutura de betão armado em casca ao edifício original, após remoção da sua cobertura. Resultou um edifício de 25,7 m de largura por 36,2 m de comprimento, com 13,45 m de altura, com uma cave parcial, um piso térreo, três pisos elevados e cobertura. Os alçados foram materializados por paredes de betão armado com 0,25 m de espessura. No alçado Norte (correspondente ao bar), bem como no principal, a casca contacta apenas pontualmente o solo e apoia sobre pilares mistos RHS 200 x 100 x 6,3, de cadência 1,50 m ou, na sua ausência, em balanço entre paredes. Os pilares foram preenchidos a *grout* para maior resistência a cargas, mas também resistência ao fogo.

A estrutura trouxe desafios adicionais a nível de análise sísmica, por constituir pêndulo invertido e, simultaneamente, piso parcialmente vazado.

Teatro Variedades, designed by Urbano de Castro, was inaugurated in 1926, becoming the second performance venue within what would later become known as Parque Mayer, following Teatro Maria Vitória.

Over time, lack of maintenance and inactivity after the 1990s lead parts of the structure into ruin, with significant water ingress through the walls and floors.

The building's requalification program involved the construction of a new reinforced concrete structure enveloping the original building, following the removal of its roof. The resulting building measures 25.7 m in width by 36.2 m in length, with a height of 13.45 m, comprising a partial basement, a ground floor, three upper levels, and a roof.

The façades were constructed using 0.25-meter-thick reinforced concrete walls. On the north façade (corresponding to the bar area), as well as the main façade, the envelope rests on RHS 200 x 100 x 6.3 composite columns spaced at 1.50-meter-interval or, in their absence, cantilevered between walls. The columns were filled with grout to increase load-bearing capacity, but also to improve fire resistance.

The structure presented additional challenges in terms of seismic analysis, as it constitutes an inverted pendulum and, simultaneously, a partially open floor.



FIG. 1 Construção de envolvente de betão armado. Construction of the reinforced concrete shell.



FIG. 2 Pilares mistos sob paredes de fachada. Composite columns under façade walls.



FIG. 3 Pré-esforço em vigas da cobertura. **Post-tensioning in roof beams.**



FIG. 4 Laje da plateia durante trabalhos de reforço. **Auditorium slab during retrofitting works.**

A cobertura, ajardinada, é em estrutura de betão armado pré-esforçado por pós-tensão, constituída por vigas de altura variável que vencem o vão transversal de 25,5 m e suportando, no seu nível superior, painéis de pré-laje com lâmina de compressão betonada in situ. As vigas formam duas águas ligeiras para pendente da cobertura (cerca de 1,6 %), permitindo ainda uma maior altura útil para o pré-esforço; apresentam altura variável entre 0,95 m junto às paredes e 1,15 m a meio vão. A sua largura, 0,45 m, permite a acomodação de dois cabos de pré-esforço de 12 cordões de 0,6" cada, lado a lado no vão e desfasados nos apoios. As vigas distam entre si tipicamente 2,20 m a 2,52 m.

As paredes originais foram grampeadas à nova estrutura, em todos os alinhamentos de lajes e pórticos (por vezes criados para o efeito). A estrutura da cobertura original foi removida tardiamente, para servir de contraventamento temporário das paredes originais. A laje de plateia do piso 1 foi reforçada com fitas de carbono na face inferior, novos estribos amarrados em lâmina de *grout* autonivelante de alta performance na face superior (de apenas 3 cm), argamassas de alta resistência e encamisamento de pilares com tubos metálicos.

A reabertura ocorreu no dia 5 de outubro de 2024.

The landscaped roof consists of a post-tensioned reinforced concrete structure, with variable-height beams spanning the 25.5-meter-wide space. These beams support precast slab panels with an in situ cast concrete compression layer. The beams form a slight dual-pitch slope (approximately 1.6 %) for drainage, while also allowing for greater clearance for prestressing; their height varies from 0.95 m at the supports to 1.15 m at mid-span. With a width of 0.45 m, each beam accommodates two post-tensioning tendons, each consisting of twelve 0.6" strands, placed side-by-side across the span and offset at the supports. The typical spacing between beams ranges from 2.20 to 2.52 meters. The original walls were anchored to the new structure at all slab and frame alignments (frequently specifically created for this purpose).

The original roof structure was removed at a later stage, as it served as temporary bracing for the original walls. The auditorium slab at the first-floor level was reinforced with carbon fibre strips on the underside, new stirrups anchored in a high-performance self-levelling grout layer on the upper side (with only 3 cm), high-strength mortars and column reinforcement with steel tubes.

The reopening took place on October 5, 2024.



FIG. 5 Caixa de palco original antes de reforço. **Original stage house before retrofitting.**



FIG. 6 Vista aérea na fase final da obra. **Aerial view near completion of the works.**

Estação Santos – Prolongamento das Linhas Amarelas e Verde

Santos Station – Extension of the Yellow and Green Lines

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Metropolitano de Lisboa, E.P.E.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Gonçalo Mateus, Febin Nagueindás, José Alexandre, Cristina Costa – COBA, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Metro Santos Sodré, ACE – MOTA-ENGIL S.A.

A Estação Santos integra-se no prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa, localizando-se numa zona densamente edificada na baixa da cidade de Lisboa. Implantada numa área com cerca de 16 m de desnível e significativa heterogeneidade geológica, a estação desenvolve-se num contexto de elevada complexidade geotécnica, combinando escavação a céu aberto e execução subterrânea por NATM, no sopé de uma das encostas históricas da cidade e nas imediações de património classificado.

A empreitada de conceção-construção teve início em 2021, com os trabalhos de construção desenvolvendo-se entre 2022 e 2025. A estrutura da estação, de betão armado, encontra-se segmentada em quatro corpos independentes — acesso pela Av. Dom Carlos I, poço central, galeria NATM a norte e galeria NATM a sul — separados por juntas estruturais com berço de apoio para garantir a compatibilidade de deslocamentos. A estrutura definitiva da estação é impermeabilizada com tela de PVC com 2 mm de espessura, separando-a da estrutura de contenção provisória, garantindo a durabilidade para o tempo de vida útil de 100 anos. O poço central, com secção circular alongada e aproximadamente 38 m de profundidade, foi escavado ao abrigo de uma cortina de estacas de betão armado com $D = 1,0$ m, espaçadas a 1,5 m, intercaladas com betão projetado reforçado com fibras metálicas. A estabilidade desta contenção provisória foi assegurada por escoramentos metálicos e ancoragens provisórias. Acima da galeria mineira foi executada em *top-down*, provisoriamente apoiada nas estacas da contenção, uma laje em betão armado integrada na estrutura definitiva.

Santos Station is part of the extension of Lisbon Metro's Yellow and Green Lines, located in a densely built area in the downtown of Lisbon. Positioned in a zone with approximately 16 m of elevation difference and significant geological heterogeneity, the station presents a high level of geotechnical complexity. Its construction combines open excavation and underground execution by NATM, at the base of one of the city's historical slopes and near classified heritage sites.

The design and build contract began in 2021, with the construction works taking place between 2022 and 2025.

The station's reinforced concrete structure is divided into four independent blocks — access via Av. Dom Carlos I, central shaft, northern NATM gallery, and southern NATM gallery — separated by structural joints with a support base to ensure displacement compatibility. The definitive structure of the station is waterproofed with a 2 mm thick PVC membrane, separating it from the provisional support structures, thereby guaranteeing adequate durability for the 100-year service life.

The excavation of the central shaft, with an elongated circular section and approximately 38 m deep, was supported by a contiguous pile wall with reinforced concrete piles of $D = 1.0$ m, spaced 1.5 m and sealed with steel fiber-reinforced shotcrete. Temporary steel struts and prestressed ground anchors were adopted for the provisional stability of this retaining structure.

24

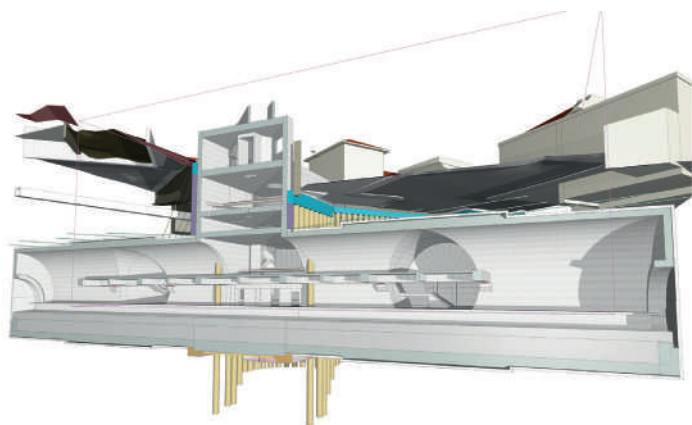


FIG. 1 Modelo BIM. Bim model.



FIG. 2 Vista aérea do poço principal a céu aberto e envolvente. Aerial view of the main shaft and surroundings.



FIG. 3 Intersecção da Nave principal e Galerias transversais – Sistema de impermeabilização. **Intersection of the main and transverse galleries – Waterproofing system.**



FIG. 4 Intersecção da Nave principal e Galerias transversais – Execução do revestimento definitivo. **Intersection of the main and transverse galleries – Definitive lining.**

A estrutura subterrânea desenvolve-se longitudinalmente a partir do poço, sendo a nave principal composta por uma abóbada circular de 17,0 m de vão e uma altura de 16,8 m, intersetada por galerias transversais com arcos de 14,2 m de diâmetro. A escavação NATM foi realizada ao abrigo de um suporte provisório com cambotas metálicas e betão projetado reforçado com fibras metálicas, armado com varões de aço nas zonas de cruzamento. O revestimento definitivo das galerias, em betão armado moldado in situ, foi reforçado nas zonas de intersecção com bandas de rigidez e aumento de espessura.

O piso do átrio foi executado com uma laje vigada, sem juntas estruturais entre o poço principal e os corpos norte e sul das galerias NATM, desligado do revestimento das galerias através de aparelhos de apoio em neoprene cintado. Sobre a laje de fundo do poço previu-se um enchimento técnico em betão para alojar infraestruturas, equipamentos e drenagens. As restantes estruturas internas foram executadas com soluções correntes de betão armado.

O projeto estrutural foi desenvolvido com base em modelações numéricas com recurso aos softwares SAP2000 e PLAXIS 2D e 3D, permitindo a avaliação da interação solo-estrutura para ações estáticas e dinâmicas, e do faseamento construtivo.

Above the underground gallery, a top-down reinforced concrete slab integrated into the definitive structure was executed, provisionally supported by the pile wall.

The underground station extends longitudinally from the shaft, comprising a main gallery with a circular crown spanning 17.0 m and a height of 16.8 m, intersected by transverse galleries with arches of 14.2 m in diameter. The NATM excavation was carried out using steel arches and fiber-reinforced shotcrete for the provisional support, which was reinforced with steel bars in the intersection zones. The definitive gallery lining, made of in situ cast reinforced concrete, was strengthened at the intersection zones with stiffening bands, and by increasing its thickness. The atrium floor was executed with a continuous slab girder, without structural joints between the main shaft and the north and south NATM gallery bodies and disconnected from the gallery lining through neoprene laminated bearings. Over the base slab of the shaft, a technical concrete filling was provided to house infrastructure, equipment, and drainage systems. The remaining internal structures were executed with standard reinforced concrete solutions.

The structural design was developed based on numerical modelling using SAP2000 and PLAXIS 2D and 3D software, allowing evaluation of soil-structure interaction for both static and dynamic actions and for construction phasing.



FIG. 5 Tímpano Sul da Estação. **South tympanum of the station.**

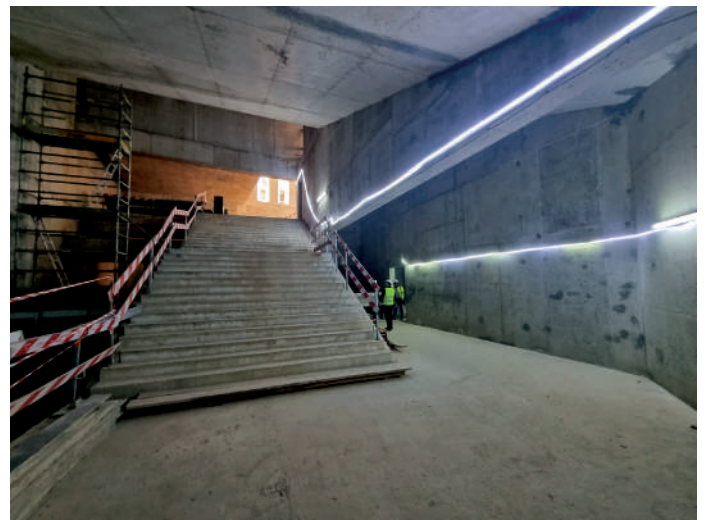


FIG. 6 Acesso à Av. Dom Carlos I. **Access to Dom Carlos I avenue.**

Pontes e Viadutos da EN326 – Trecho 1

Bridges and Viaducts of EN326 – Section 1

LOCALIZAÇÃO LOCATION Feira / Escariz, Portugal

CLIENTE CLIENT IP – Infraestruturas de Portugal S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER João Pinho – COBA, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Ferrovial / Alberto Couto Alves – Vias, ACE

O Troço 1 da EN326 entre Feira (A32/IC2) e Escariz atravessa uma zona ambientalmente sensível, de relevo muito acidentado, desenvolvendo-se, em geral, a meia encosta, ultrapassando vales de encostas íngremes e transpondo diversas linhas de água e caminhos municipais e rurais. Transpõe também o vale de Vilarinho, um vale extenso com aptidão agrícola.

Assim, foram projetadas e construídas uma ponte e quatro viadutos, para evitar aterros de grandes proporções e impactos significativos, com a seguinte modulação de vãos:

- Ponte sobre o rio Antuã: 30 + 36 + 30 m, com comprimento total de 96 m e largura de 15,00 m
- Viaduto de Vilarinho: 20 + 13 x 36 + 26 + 36 + 24 m, com comprimento total de 574 m e largura de 15,00 m;
- Viaduto de Monte Calvo: 30 + 3 x 36 + 30 m, com comprimento total de 168 m e largura de 15,00 m;
- Viaduto de Londral: 30 + 3 x 36 + 30 m, com comprimento total de 168 m e largura de 16,50 m;
- Viaduto de Escariz: 30 + 2 x 36 + 30 m, com comprimento total de 132 m e largura de 16,50 m.

As obras são constituídas por tabuleiros contínuos, em laje vigada em betão armado e pré-esforçado longitudinalmente, apoiados nos pilares e nos encontros em betão armado.

Os tabuleiros apresentam uma largura de 15,00 m ou de 16,50 m e são constituídos por duas vigas longitudinais com altura constante de 2,25 m, que suportam uma laje de espessura variável em betão armado, que se prolonga em consolas também de espessura variável para ambos os lados do tabuleiro.

Section 1 of the EN326 between Feira (A32/IC2) and Escariz crosses an environmentally sensitive area, with very rugged terrain, generally developing mid-slope, overcoming steep-sided valleys and crossing several watercourses as well as municipal and rural roads. It also crosses the Vilarinho valley, an extensive valley with agricultural potential.

Thus, a bridge and four viaducts were designed and built to avoid large-scale embankments and significant impacts, with the following modulation of spans:

- Bridge over the Antuã River: 30 + 36 + 30 m, with a total length of 96 m and a width of 15.00 m;
- Vilarinho Viaduct: 20 + 13 x 36 + 26 + 36 + 24 m, with a total length of 574 m and a width of 15.00 m;
- Monte Calvo Viaduct: 30 + 3 x 36 + 30 m, with a total length of 168 m and a width of 15.00 m;
- Londral Viaduct: 30 + 3 x 36 + 30 m, with a total length of 168 m and a width of 16.50 m;
- Escariz Viaduct: 30 + 2 x 36 + 30 m, with a total length of 132 m and a width of 16.50 m.

The structures are composed of continuous decks with longitudinally prestressed reinforced concrete slabs supported on reinforced concrete pillars and abutments.



FIG. 1 Viaduto de Vilarinho. Vilarinho Viaduct.



FIG. 2 Viaduto de Vilarinho – Vista inferior. Vilarinho Viaduct – Bottom View.



FIG. 3 Viaduto de Vilarinho – Encontro Sul. Vilarinho Viaduct – South Abutment.



FIG. 4 Viaduto de Escariz. Escariz Viaduct.



FIG. 5 Viaduto de Monte Calvo. Monte Calvo Viaduct.

As vigas são dotadas de esquadros nos quais a largura aumenta até aos apoios nos pilares e são ligadas entre si por carlingas transversais sobre os apoios nos pilares e nos encontros. Os tabuleiros desenvolvem-se a uma altura máxima ao solo entre 18 m e 29 m, tendo sido construídos com recurso a caveleto diretamente apoiado no solo. Para evitar proceder a grandes escavações para fundar os pilares optou-se por pilares de fuste único para o apoio das duas vigas dos tabuleiros. Os pilares são constituídos por fustes com uma secção transversal constante em H distorcido, com 1,80 m de largura por 5,00 m de comprimento. Os pilares são encimados por um capitel sobre o qual descarrega o tabuleiro, através de uma ligação monolítica entre o tabuleiro e os pilares centrais ou por intermédio de aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* fixos ou unidirecionais nos restantes pilares. As fundações dos pilares em geral são diretas, por meio de sapatas de fundação, à exceção do Viaduto de Vilarinho onde são indiretas por meio de agrupamentos de estacas solidarizadas por maciços de encabeçamento. Os encontros são, em geral, do tipo perdido ou em cofre, constituídos por vigas de estribo apoiadas em gigantes e muros laterais fundados diretamente através de sapatas de fundação.

The decks are 15.00 m or 16.50 m wide and consist of two longitudinal beams with a constant height of 2.25 m, which support a slab of variable thickness in reinforced concrete, which extends in cantilevers also of variable thickness on both sides of the deck. The beams are fitted with brackets in which the width increases up to the supports on the piers and are connected to each other by transverse crossbars on the supports on the piers and at the abutments. The decks have a maximum ground height of between 18 m and 29 m and were built using scaffolding formworks directly supported on the ground. To avoid large excavations for the foundations of the piers, single-shaft piers were adopted to support the two deck beams. The shafts have a constant H-shaped cross-section, 1.80 m wide by 5.00 m long, and are topped by a cap onto which the deck rests. The connection between the deck and the piers is through a monolithic connection in the central piers or by a fixed or unidirectional pot-bearing type support devices on the other piers. The piers foundations are generally direct, using foundation footings, except for the Vilarinho Viaduct, where groups of piles were used. The abutments are, in general, of the lost or vault type, consisting of beams supported on uprights and side walls founded directly using foundation footings.



FIG. 6 Tabuleiro em laje vigada. Twin Beams Deck.



FIG. 7 Pilares. Piers.

Remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água

Serra de Água Hydroelectric Powerplant renovation

LOCALIZAÇÃO LOCATION Madeira, Portugal

CLIENTE CLIENT EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Rui Rodrigues, Verónica Gama, Gonçalo Mateus, Cristina Costa, Alexandre Duarte, André Mendes – COBA, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR AFAVIAS, S.A. / INDUTORA ENERGIA, Lda.

A remodelação da central teve como objetivo incrementar a potência instalada de 5,2 MW para cerca de 10,8 MW, o que permitiu uma maior capacidade de resposta na regulação do sistema elétrico e eficiência da gestão hídrica.

Os trabalhos de remodelação iniciaram-se em outubro 2022, sendo a intervenção concluída no primeiro semestre de 2024, dando cumprimento aos prazos do programa Plano de Recuperação e Resiliência.

As intervenções principais da obra consistiram no reforço estrutural e construção de novas estruturas para acomodar os novos grupos no edifício da central, novo circuito hidráulico, reforço da câmara de acumulação e construção de uma nova estrutura de câmara de carga.

As principais intervenções na câmara de acumulação consistiram no seu reforço estrutural com estrutura de betão armado do lado interior da câmara existente, travada no topo através de vigas de betão armado espaçadas de 5,50 m, ao longo de cerca de 100 m de desenvolvimento. A capacidade de armazenamento na câmara de acumulação é de 12 400 m³.

As intervenções na câmara de carga consistiram na construção de nova estrutura de betão armado, com demolição da anterior, com largura de 9,15 m e comprimento de cerca de 18,00 m, que dispõe de uma laje de cobertura à cota (994,40), com o nível de pleno armazenamento (NPA) à cota (993,50). A câmara de carga, dotada de grelha também reabilitada a montante, possui uma câmara

The aim of the remodeling works was to increase its installed capacity from 5.2 MW to around 10.8 MW, which enabled it to be more responsive in regulating the electricity system and also more efficient in water management.

The remodeling construction works began in October 2022 and were completed in the first half of 2024, meeting with the Recovery and Resilience Plan (RRP) deadlines.

The main works consisted of structural reinforcement and the construction of new structures to accommodate the new Pelton turbines and units on the powerhouse building, the construction of a new hydraulic circuit, reinforcement of the existing forebay and the construction of a new loading chamber with intake.

The main works on the forebay consisted of its structural reinforcement with a reinforced concrete structure on the inner side of the existing structure, with reinforced concrete beams spaced 5.50 m, over a length of around 100 m, required to meet safety factors for the new hydraulic levels. The storage capacity of the forebay is 12,400 m³.

The main works on the loading chamber consisted of the construction of a new reinforced concrete structure, demolishing the previous one, with a width of 9.15 m and a length of around 18.00 m, which has a roof slab at level (994.40), with the full storage level (NPA) at level (993.50). The loading chamber has an intake with an upstream trash rack, and a valve chamber downstream, which accommodates the initial section of the hydraulic circuit, equipped with steel lined convergence cone.



FIG. 1 Circuito Hidráulico. Hydro scheme layout.

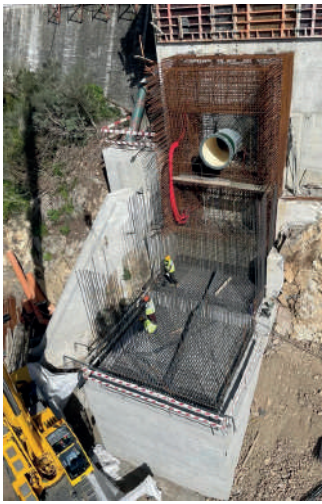


FIG. 2 Câmara de carga em construção. Forebay under construction.



FIG. 3 Conduita forçada em construção. Penstock under construction.

de válvulas a jusante, que acomoda o troço inicial do circuito hidráulico, dotado de cone de convergência blindado. À implantação da nova conduita forçada, de aço DN1200, com extensão total de cerca de 850 m, está associada a construção de 16 novos maciços de amarração e 68 maciços de suporte, de betão armado, que asseguram a respetiva fixação e apoio. Na central hidroelétrica, para acomodar os novos grupos equipados com turbinas do tipo Pelton, de eixo vertical, foi projetada uma nova estrutura interior fundada através de microestacas e novos pilares para suportar as vigas de apoio do caminho de rolamento da nova ponte rolante, com capacidade de 30 t. Outro aspeto relevante foi a eliminação do suporte intermediário da conduita existente sobre o descarregador. No edifício adjacente, foi construída uma nova estrutura interna de betão armado, composta por lajes, vigas e pilares, com fundação indireta executada sob a laje inferior também utilizando microestacas, para suportar as novas cargas associadas aos novos equipamentos. Para garantir uma integração arquitetónica adequada, os caixilhos originais em betão foram mantidos nas fachadas da central e o vidro foi substituído por outro com elevado desempenho de isolamento acústico, com $R_w + C_{tr} \geq 30$ dB, devido à proximidade de casas residenciais nas imediações. Nas intervenções da central, manteve-se inalterada a arquitetura exterior do edifício, conforme projeto do Arq. Raúl Chorão Ramalho de 1948.

The installation of the new DN1200 steel penstock, with a total length of around 850 m, is associated with the construction of 16 new reinforced concrete anchor blocks, and 68 saddle type reinforced concrete supports, respectively ensuring anchoring and support of the penstock.

At the powerhouse, in order to accommodate the new units equipped with vertical axis Pelton turbines, a new interior structure was designed using micropyles and new reinforced concrete columns, to support the steel beams of the new 30 t capacity overhead travelling crane. Another relevant aspect was the elimination of the intermediate support of the existing conduit over the spillway. In the new solution, a single-span crossing was provided to facilitate the passage of flood flows, through the construction of a new reinforced concrete walkway upstream of the conduit, serving both protection and access functions. In the adjacent building, a new internal reinforced concrete structure was built, consisting of slabs, beams, and columns, with indirect foundation executed under the bottom slab also using micropiles, to support the new loads associated with the new equipment. To ensure perfect architectural integration, the existing glazed concrete frames were maintained in the window spans, and the glass was replaced with others offering high acoustic insulation performance, with $R_w + C_{tr} \geq 30$ dB due to the proximity of nearby residential houses.

The external architecture of the building, as designed by architect Raúl Chorão Ramalho in 1948, was maintained and rehabilitated according with the original design.



FIG. 4 Central e Conduita forçada. Powerhouse and Penstock.



FIG. 5 Vista da central. Powerhouse view.

Cais para indústria no Porto de Aveiro

Industrial pier in the Port of Aveiro

LOCALIZAÇÃO LOCATION Aveiro, Portugal

CLIENTE CLIENT Administração do Porto de Aveiro S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER João Martins, Filipe Vasques – Edgar Cardoso, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR SETH - Sociedade de Empreitadas e Trabalhos Hidráulicos S.A.

O cais em apreço surge da necessidade de construção de uma frente de acostagem de navios com 200 m de extensão, na zona da ZALI (junto ao lote C1.3), para servidão às instalações fabris no referido lote que albergam uma indústria de produção de elementos para torres de geração eólica. A sua construção iniciou-se em 2020 e terminou em 2021.

The quay design arises from the need to build a 200 m long berthing front, in the ZALI area (next to lot C1.3), for the use of the industry on that lot dedicated to the production of elements for wind generation towers. Construction started in 2020 and ended in 2021.

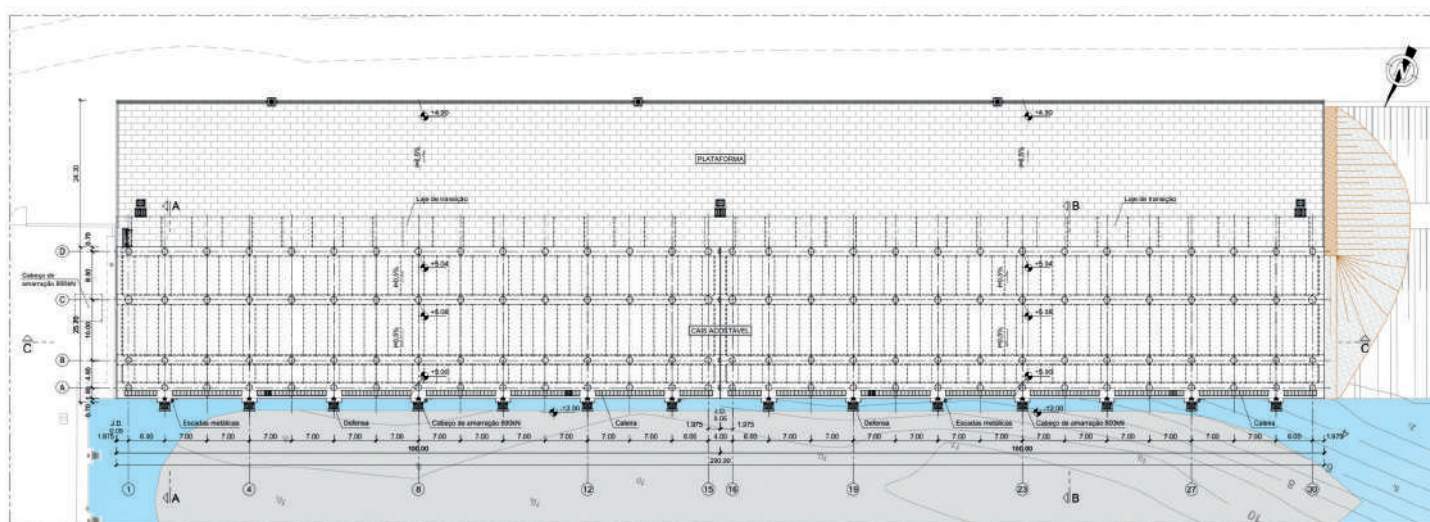


FIG. 1 Planta geral do Cais. **General plan of the quay structure.**

A estrutura é constituída por uma plataforma à cota +5,0 m(ZH), composta por vigas principais sobre as quais apoiam as lajes, constituindo assim uma plataforma de betão armado apoiada em quatro fiadas longitudinais de estacas. Tendo em conta o elevado nível de carga que irá operar na plataforma (resultado da circulação de equipamentos de movimentação de peças de até 200 ton e gruas com cargas ao solo da ordem de 300 kN/m²), adotou-se uma métrica de estacas com afastamentos transversais de 4,50 x 10,0 x 8,0 m, e 7,0 m na direção longitudinal. As estacas são constituídas por tubos metálicos com 1016 mm de diâmetro e 18 mm de espessura, dotadas de encabeçamento em betão armado na zona de ligação ao tabuleiro.

A frente do cais de acostagem está localizada numa bacia abrigada, no entanto foi necessário ter em conta a proteção contra a turbulência hidrodinâmica dos propulsores de navios. Para este fim foi adotada uma solução com base na utilização de enrocamentos pesados dispostos em duas camadas.

O cais é ainda dotado de diversos equipamentos, a referir: defensas elásticas com capacidade de absorção de 579 kNm, cabeços de amarração com capacidade de tração de 800 kN, escadas metálicas e redes de serviços (energia, comunicações, água potável e rede de incêndio).

The structure consists of a platform at +5.0 m (CD), composed of main beams on which the slabs support, thus constituting a reinforced concrete platform supported by four longitudinal rows of piles. Considering the high level of load that will operate on the platform (as a result of the circulation of equipment for handling elements weighing up to 200 ton and cranes with ground loads of around 300 kN/m²), a pile metric in the transverse direction of 4.50 x 10.0 x 8.0 m was adopted, and 7.0 m in the longitudinal direction. The piles are made up of steel tubes with a diameter of 1016 mm and 18 mm thickness, complemented with a reinforced concrete top in the connection to the deck.

The front of the berth is in a sheltered basin, however it was necessary to take into account the protection against hydrodynamic turbulence of the ships' thrusters. For this purpose, a solution based on the use of heavy rockfill arranged in two layers was adopted. The quay structure is also equipped with various equipment, namely: elastic fenders with an absorption capacity of 579 kNm, bollards with a traction capacity of 800 kN, metal ladders and service networks (energy, communications and water supply networks).

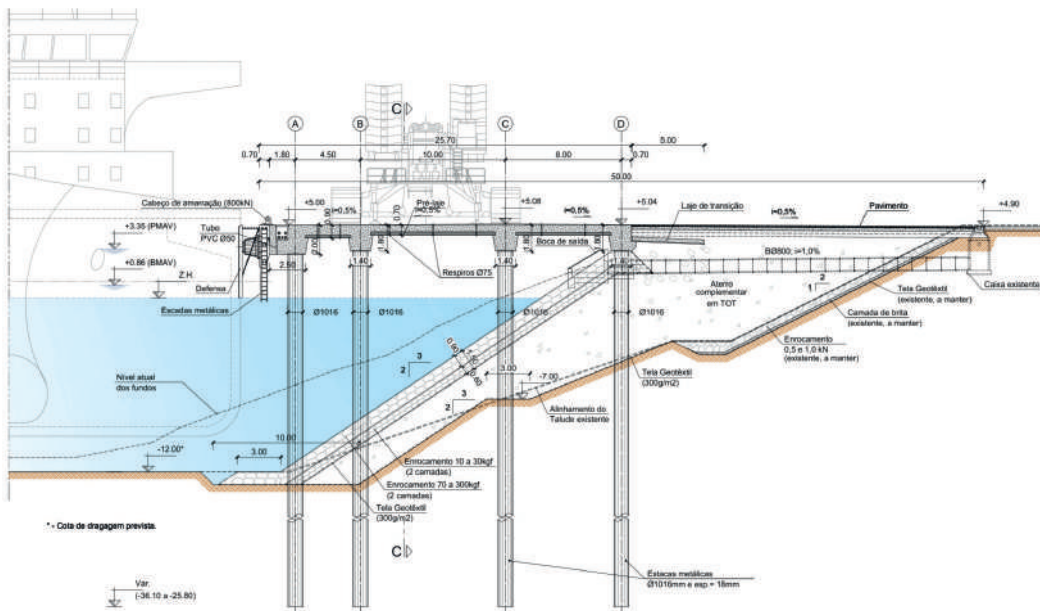


FIG. 2 Corte-tipo da estrutura do cais. Section of the Quay structure.



FIG. 3 Construção do cais. Construction of the quay.



FIG. 4 Vista geral do cais finalizado. General view of the finished quay.

Ponte de Pardais na nova Linha de Évora

Pardais Bridge on the new Évora Line

LOCALIZAÇÃO LOCATION Alandroal, Portugal

CLIENTE CLIENT Infraestruturas de Portugal S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Filipe Vasques, João Martins
– Edgar Cardoso Lda., Manuel Pera Fernandes
– Profico - Consultores de Engenharia, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR SACYR, S.A.

A Ponte de Pardais insere-se na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia. Possui uma extensão total de 785 m, atravessando a uma altura de 40 m o vale da Ribeira dos Pardais. A sua construção foi iniciada em 2021 e concluída em 2023.

Dada a considerável altura ao solo do vale e topografia deste, considerou-se geométrica e estruturalmente apropriada a inserção de um arco nesta zona, funcionando como elemento de rigidez. Tendo em conta os vários condicionamentos, adotou-se uma modulação com 17 vãos correntes internos de 35 m, com uma zona central em arco com 140 m de vão e vãos de extremidade de 25 m. O tabuleiro é contínuo, fixo no arco e apoiado nos restantes pilares com aparelhos guiados na direção longitudinal, o que implicou a introdução de aparelhos de dilatação de via em ambos os encontros.

The Pardais Bridge is part of the new Railway Connection between Évora Norte and Elvas/Caia. It has a total length of 785 m, crossing the Pardais river valley at a height of 40 m. Its construction began in 2021 and was concluded in 2023.

Given the considerable height above the valley floor and its topography, the insertion of an arch in this area was considered geometrically and structurally appropriate, functioning as a rigidity element. Considering the various constraints, a modulation with 17 internal spans of 35 m was adopted, with a central arch zone with a span of 140 m and end spans of 25 m. The deck is continuous, fixed at the arch and supported on the remaining piers with longitudinally guided devices, requiring the introduction of rail expansion devices at both abutments.



FIG. 1 Modulação geral de vãos. **General Span Modulation.**

Para a secção de tabuleiro, adotou-se uma solução em betão armado pré-esforçado com laje nervurada de altura constante de 2,40 m. Na zona do arco central, de forma a aligeirar o tabuleiro, adotou-se uma solução em caixão unicelular com 2,40 m de altura constante. Em ambos os casos, o perfil transversal completa-se por consolas de espessura variável.

- 32 Os pilares apresentam uma secção retangular modificada vazada com $2,1 \times 3,0 \text{ m}^2$ encimada por capitel. No caso do pilar P10, dada a sua menor altura relativamente aos pilares adjacentes, optou-se por limitar transversalmente a sua contribuição para a resistência global da ponte, através da instalação de um dispositivo oleodinâmico no topo. Na zona central do arco, os pilares P11, P12 e P13 possuem uma secção retangular modificada vazada com $2,6 \times 3,0 \text{ m}^2$. O arco é constituído em geral por uma secção retangular modificada vazada com $2,4 \times 3,0 \text{ m}^2$, dotado de amaciamentos junto dos pilares que apoiam no arco e secções críticas (arranque e chave).

For the deck section a prestressed reinforced concrete ribbed slab solution, with 2.40 m, constant height was adopted. In the central arch area, to lighten the deck, a single-cell box girder solution with 2.40 m constant height was adopted. In both cases, the cross-section is completed by variable thickness cantilever slabs. The piers have a modified hollow rectangular section with $2.1 \times 3.0 \text{ m}^2$ topped by a cap. In the case of pier P10, due to its lower height compared to adjacent piers, it was decided to limit its contribution to the overall transversal resistance of the bridge by installing a hydraulic device at the top. In the central arch area due to their considerable height (around 32 m), the piers P11, P12 and P13 have a modified hollow rectangular section with $2.6 \times 3.0 \text{ m}^2$. The arch generally consists of a modified hollow rectangular section with $2.4 \times 3.0 \text{ m}^2$, with solid sections under the piers supported by the arch and on the critical sections (start and top).



FIG. 2 Processo Construtivo – Execução do Arco. Arch Construction procedure – Arch.

As fundações dos pilares são em geral diretas, através de sapatas com dimensões em planta de $7,0 \times 12,0 \text{ m}^2$ e $8,0 \times 12,0 \text{ m}^2$, sendo as alturas das sapatas de 2,0 m. Nos pilares P12 e P13 (arranque do arco), as fundações são compostas por um maciço com $12,0 \times 17,0 \text{ m}^2$, com uma altura máxima de 10,0 m. Procedeu-se ao reforço da fundação do pilar P12 através de uma solução de microestacas com um comprimento total de 12 m, segundo uma malha de $1,5 \times 1,5 \text{ m}$, para garantir uma adequada capacidade resistente do terreno, com valores de assentamentos de apoio muito reduzidos.

A inserção de um arco na zona mais cavada do vale, apesar de não ser estritamente necessária, resulta esteticamente muito integrada com a paisagem e com a topografia, conferindo uma identidade singular à obra no conjunto do empreendimento.

The foundations are generally direct, by footings with plan dimensions of $7.0 \times 12.0 \text{ m}^2$ and $8.0 \times 12.0 \text{ m}^2$ and heights of 2.0 m. For piers P12 and P13 (arch base), the foundations have $12.0 \times 17.0 \text{ m}^2$, with a maximum height of 10.0 m. The foundation of pier P12 was reinforced using micropyles with a total length of 12 m, arranged in a $1.5 \times 1.5 \text{ m}$ grid, to ensure adequate ground bearing capacity and very low settlement values.

The insertion of the arch in the deepest part of the valley, although not strictly necessary, results very integrated aesthetically with the landscape and topography, giving the bridge a unique identity within the entire project.



FIG. 3 Perspetiva Geral da Obra Acabada. General View of Finished structure.

Reabilitação da estrutura de suporte da ER101 – Santa Cruz

Rehabilitation of the supporting structure of ER101 – Santa Cruz

LOCALIZAÇÃO LOCATION Madeira, Portugal

CLIENTE CLIENT Secretaria Regional de Equipamentos e Infraestruturas – Direção Regional de Estradas

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Carlos Ferraz, João Martins – Edgar Cardoso, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR AFAVIAS / TECNOVIA

A plataforma rodoviária ER101, na soleira da pista do Aeroporto da Madeira, é constituída por um aterro de 13 m de altura suportado por uma estrutura de betão armado constituída por dez abóbadas inclinadas com vãos de 25 m, apoiadas por contrafortes verticais. Localizada em ambiente marítimo agressivo, e com menos de 4 décadas de existência, a estrutura apresentava patologias muito significativas nos seus principais elementos, incluindo delaminação de grandes áreas de betão e um avançado estado de corrosão das armaduras, uma vez que o nível de contaminação por cloretos era incompatível com as condições necessárias para garantir a proteção do aço.

Os resultados obtidos na campanha de ensaios desenvolvida pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) em 2018 confirmaram que, para fenómenos indutores de corrosão na armadura, o teor de cloretos apresentava valores significativamente superiores ao limite regulamentar de 0,2 %, quer à profundidade média das armaduras, quer mesmo em profundidades mais elevadas.

The ER101 road platform, at the Madeira Airport runway threshold, is a 13 m high embankment supported by a reinforced concrete structure consisting of ten complex domes with 25 m spans braced by massive vertical counterforts.

Located in a very aggressive maritime environment, with less than 4 decades of existence, the structure already presented very significant pathologies in its main elements, including concrete delamination in large areas and an advanced state of corrosion on the steel reinforcement bars, since the level of chloride contamination was incompatible with the necessary conditions to guarantee the protection of the rebar.

The results obtained in the test campaign developed by the Regional Laboratory of Civil engineering (LREC) in 2018 confirmed that, for corrosion-inducing phenomena in rebar, the chloride content presented values significantly higher than the regulatory limit of 0.2 %, either at the average depth of the reinforcement bars or even at higher depths.



FIG. 1 Vista geral da estrutura antes da intervenção. **General view of the structure before the intervention.**

34 A obra de reabilitação decorreu entre 2021 e 2023. As intervenções de reparação nos contrafortes basearam-se nos princípios da NP EN 1504-9, nomeadamente o princípio 3, método 3.2 (Restauração do betão. Reperfilamento com betão ou argamassa), método 3.3 (Restauração do betão. Argamassa ou betão projetado); e Princípio 1, método 1.3 (Proteção contra o ingresso. Revestimento). Para controlar a corrosão das armaduras de reforço das abóbadas optou-se pela implementação de uma estratégia de intervenção multidimensional que consistiu na reparação das áreas atualmente deterioradas de betão e aço, e na implementação de um sistema de proteção catódica por corrente imposta em toda a área destes elementos.

The rehabilitation works were developed between 2021 and 2023. The repair interventions on the buttresses were based on the principles of NP EN 1504-9, namely principle 3, method 3.2 (Concrete restoration. Recasting with concrete or mortar), method 3.3 (Concrete restoration. Spraying concrete or mortar); and Principle 1, method 1.3 (Protection against ingress. Coating). To control the corrosion of the reinforcement steel bars of the domes, it was decided to implement a multi-dimensional intervention strategy that consisted of the repair of the currently deteriorated areas of concrete and rebar, and the implementation of a cathodic protection system by imposed current in the entire area of these elements.



FIG. 2 Reabilitação dos contrafortes. Counterfort rehabilitation.



As intervenções de reparação basearam-se nos princípios da NP EN 1504-9, nomeadamente o princípio 10, método 10.1 (Proteção Catódica. Aplicação de potencial elétrico); princípio 3, método 3.3 (Restauração do betão. Argamassa ou betão projetado); e Princípio 1, método 1.3 (Proteção contra o ingresso. Revestimento). O sistema de proteção catódica estabelecido consistiu num sistema anódico (composto por fitas em malha de titânio ativado), eletrodos de referência/sensores de monitorização, ligações anódicas e catódicas, cabos elétricos e uma unidade de alimentação, monitorização e controlo.

The repair interventions were based on the principles of NP EN 1504-9, namely the principle 10, method 10.1 (Cathodic protection. Application of electrical potential); principle 3, method 3.3 (Concrete restoration. Spraying concrete or mortar); and Principle 1, method 1.3 (Protection against ingress. Coating).

The established cathodic protection system consisted of anode system (composed of activated titanium mesh tapes), reference electrodes/monitoring sensors, anode and cathodic connections, electrical cables, and a power, monitoring and control unit.



FIG. 3 Perspetiva Geral da Obra Acabada. General View of Finished structure.

Duas Pontes Ferroviárias para o TGV em Rabat

Two Railway Bridges for High Speed in Rabat

LOCALIZAÇÃO LOCATION Rabat, Morocco

CLIENTE CLIENT ONCF

PROJETO DESIGN António Reis, Ricardo Afecto, Nuno Lopes, Sergio Castanheira, Orlando Videira – GRID International, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR SGTM – SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC

A GRID International Consulting Engineers desenvolveu o projecto de duas pontes ferroviárias em Marrocos para a linha de alta velocidade (TGV) entre Casablanca e Sidi-Kacem. Trata-se de duas concepções totalmente diferentes, ambas com superestrutura em betão pré-esforçado – uma de tirantes ou, mais propriamente, com pré-esforço extradorsal (Pont Ain Houalla) e outra com um tabuleiro apoiado num arco metálico inferior (Pont de la Tour Mohammed VI). (Fig.1) Estas pontes têm comprimentos totais entre encontros de 88,20m e 66,40 m (Fig. 2) e tabuleiros com larguras de 13,20 m e 13,60 m (Fig. 3). Localizando-se em zonas urbanas sobre vias importantes, os condicionamentos principais da concepção foram os gabaritos verticais, a estética e integração no espaço urbano.

As secções funcionais e secções estruturais tipo são representadas na Fig. 3. Na Pont Ain Houalla, o tabuleiro é apoiado nos encontros, nos pilares e nos tirantes enquanto na Pont de La Tour Mohammed VI, a ponte possui encontros integrais, ou seja, o tabuleiro é monolítico com os encontros.

GRID International Consulting Engineers developed the design for two railway bridges in Morocco for the high-speed rail line (TGV) between Casablanca and Sidi-Kacem. These are two completely different designs, both featuring prestressed concrete superstructures – one with stay cables, or more precisely, with an extradosed prestressing system (Ain Houalla Bridge), and the other with a deck supported by a lower steel arch (Tour Mohammed VI Bridge). (Fig.1) The total lengths of these bridges, measured between abutments, are 88.20 m and 66.40 m (Fig. 2), with deck widths of 13.20 m and 13.60 m, respectively (Fig. 3). Located in urban areas over major roads, the main design constraints were vertical clearance requirements, aesthetics, and integration into the urban environment. The functional cross-sections and typical structural sections are shown in Fig. 3. In the case of Ain Houalla Bridge, the deck is supported by the abutments, piers, and stay cables, whereas for Tour Mohammed VI Bridge, the bridge features integral abutments, meaning the deck is monolithic with the abutments.



FIG. 1 Pont Ain Houalla e Pont de la Tour Mohammed VI: Concepção/ Modelos. **Pont Ain Houalla and Pont de la Tour Mohammed VI: Concept Design / Models.**

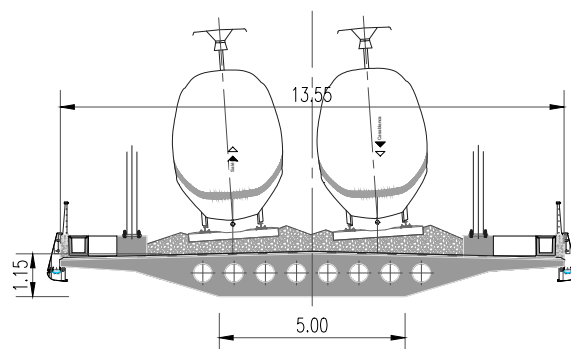
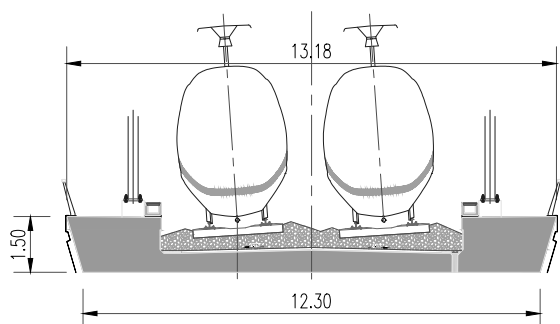


FIG. 2 Pont Ain Houalla e Pont de la Tour Mohammed VI: Secções transversais tipo. **Pont Ain Houalla and Pont de la Tour Mohammed VI: Deck cross-sections.**

A suspensão do tabuleiro da Pont Ain Houalla (pré-esforço extradorsal) é feita por dois planos de tirantes (com 19T15 e 27T15 – cordões de 150 mm², Classe 1860 N/mm²). A continuidade/ equilíbrio de forças tirantes de retenção – tirantes principais – mastro é assegurada através de selas de ancoragem em aço (com conectores do tipo Nelson). A laje de betão armado pré-esforçado que constitui o tabuleiro da Pont de la Tour Mohammed VI tem uma ligação monolítica ao arco metálico (em aço S355 N) de secção em caixão multicelular encastrado nos encontros. (Fig.3)

The deck suspension of the Pont Ain Houalla (using extradorsal prestressing) is achieved through two planes of stay cables (with 19T15 and 27T15 strands – 150 mm² strands, Grade 1860 N/mm²). The continuity and force equilibrium between the anchor-back stay cables, main stay cables, and mast is ensured through steel saddles (provided with Nelson head studs). For the Tour Mohammed VI Bridge, the prestressed reinforced concrete deck is connected monolithically to the steel arch (S355 N steel), which features a multi-cell box section rigidly embedded into the abutments. This configuration ensures structural integrity and stability. (Fig. 3)

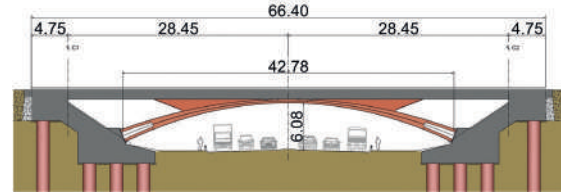
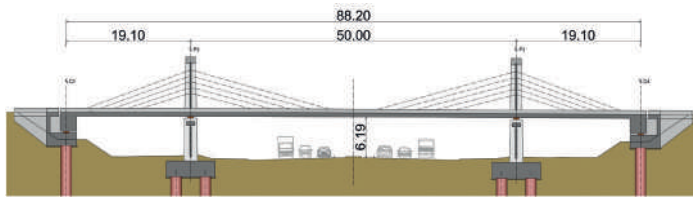


FIG. 3 Pont Ain Houalla e Pont de la Tour Mohammed VI: Cortes longitudinais. Pont Ain Houalla and Pont de la Tour Mohammed VI: Longitudinal sections.

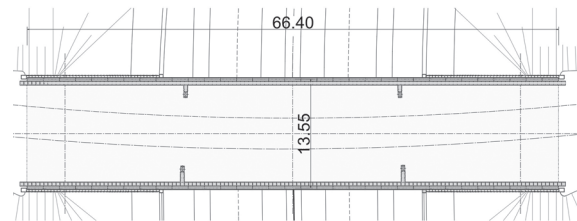
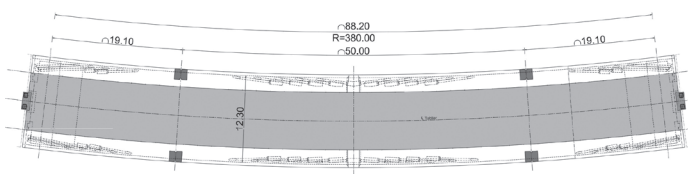


FIG. 4 Pont Ain Houalla e Pont de la Tour Mohammed VI: Plantas dos tabuleiros. Pont Ain Houalla and Pont de la Tour Mohammed VI: Decks Plan View.

As plantas do tabuleiro na Fig. 4 onde pode observar-se também a curvatura em planta da Pont Ain Houalla. A curvatura em planta da directriz da Pont de la Tour Mohammed VI foi absorvida por uma sobrelargura do tabuleiro tendo-se feito a directriz da estrutura recta para evitar a complexidade que induzia para o arco. Os mastros de betão armado da Pont Ain Houalla e o arco metálico da Pont de la Tour Mohammed VI são apresentados na Fig. 5 .

The deck plans are shown in Fig. 4, where the horizontal curvature of Ain Houalla Bridge is also highlighted. In the case of Tour Mohammed VI Bridge, the horizontal curvature of the bridge axis was accommodated by widening the deck platform, while maintaining a straight axis for the structural elements. This design choice avoided the additional complexity that a curved arch geometry would have imposed. The reinforced concrete pylons of Ain Houalla Bridge and the steel arch of Tour Mohammed VI Bridge are shown in Fig. 5.

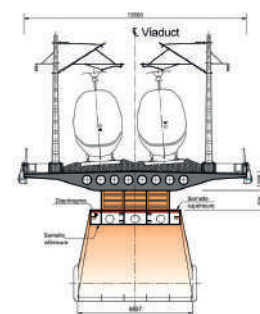
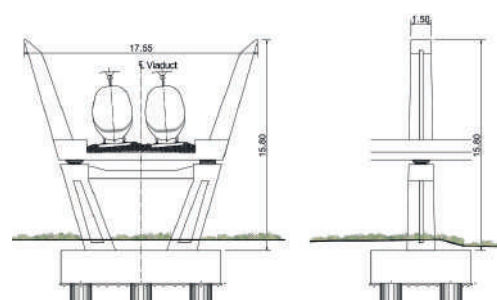


FIG. 5 Mastros da Pont Ain Houalla e arco metálico da Pont de la Tour Mohammed VI. Masts of Ain Houalla Bridge and steel arch of Mohammed VI Bridge.

Ponte de acesso ao novo porto de Dakhla

Bridge to the new port of Dakhla

LOCALIZAÇÃO LOCATION Dakhla, Morocco

CLIENTE CLIENT Direction des Ports et du Domaine Public Maritime – Ministère de l'Équipement et de l'Eau du Maroc

PROJETO DE EXECUÇÃO DETAIL DESIGN José Oliveira Pedro, Rita Corrêa – GRID International, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR SGTM – SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC / SOMAGEC SUD

A GRID International Consulting Engineers foi responsável pelo Projeto de Execução da ponte de acesso ao novo porto de águas profundas Dakhla Atlântico, em Marrocos. Esta ponte marítima tem uma extensão de 1330 m, sendo composta por 17 módulos, cada um com três vãos de 26,10 m, ligados pela laje, e com juntas de dilatação entre os módulos e na transição para os encontros (Fig. 1). A cota altimétrica da ponte foi definida de forma a garantir que o nível máximo do mar permanece sempre abaixo das vigas de encabeçamento das estacas.

A secção funcional tipo é equipada com cornijas decorativas, dispositivos de segurança nas extremidades, barreiras de segurança BN4 e GBA, candeeiros de iluminação pública e passagens técnicas

GRID International Consulting Engineers was responsible for the detail design of the access bridge to the new deep waters Dakhla Atlantic Port, in Morocco. This maritime bridge extends over a length of 1330 m and comprises 17 modules, each consisting of three spans of 26.10 m, made continuous by the deck slab, with expansion joints between modules and at the transition to the abutments (Fig. 1). The bridge elevation was defined to ensure that the maximum sea level always remains below the bearing cap beams.

The typical functional cross-section is equipped with decorative cornices, safety devices at the extremities, BN4 and GBA safety barriers, street lighting columns, and technical ducts beneath the footpaths (Fig. 2). Each half-deck accommodates a two-lane carriageway, a cycle track, an elevated footpath, and a corridor reserved for service pipelines supplying the port. The deck, constructed in reinforced concrete, has a total width of 29.2 m and is composed of 14 precast I-section beams, each 1.70 m in height, supporting a cast in situ concrete slab with a thickness of 25 cm (Fig. 2).

The end crossbeams of each deck segment are equipped with reinforced neoprene bearings in the transition to the reinforced concrete pile caps, with $3.0 \times 2.2 \text{ m}^2$. Each pile cap connects the two half-decks to a group of six tubular steel piles, with a diameter of 1.52 m and a wall thickness of 35 mm, driven with a 7.5° inclination relative to the vertical axis (Fig. 3a). The piles are filled with concrete and, at their upper ends, incorporate shear connectors and reinforcement to ensure structural continuity with the pile caps.

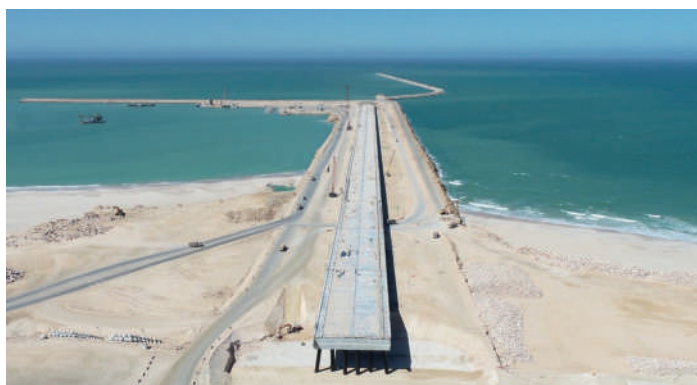


FIG. 1 Vista aérea da Ponte de Acesso ao Porto de Dakhla. **Aerial view of the Dakhla Port Access Bridge.**

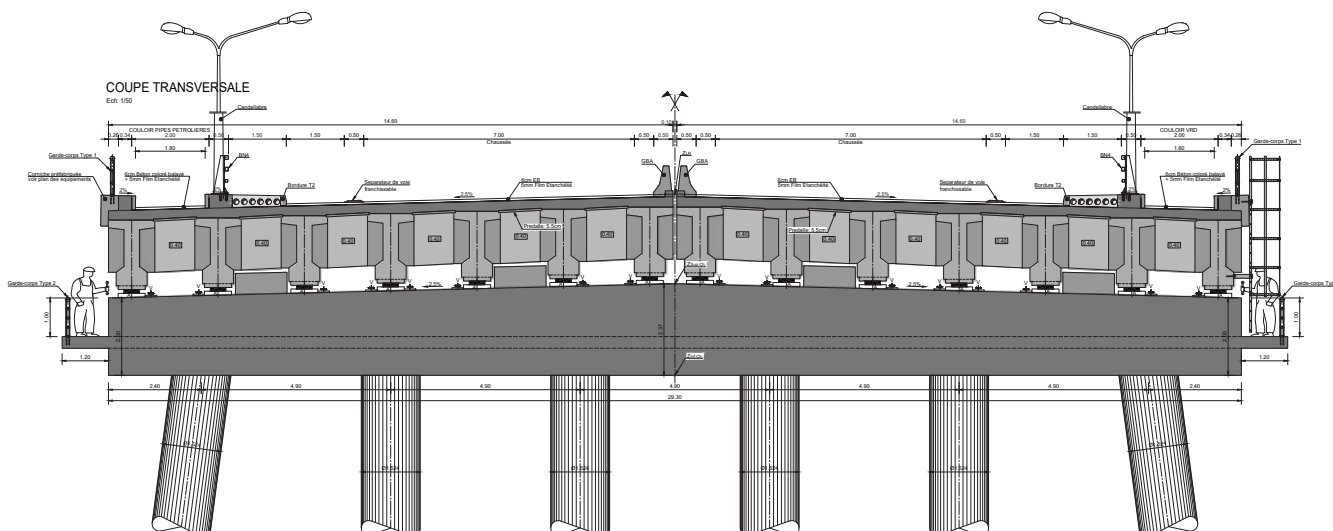
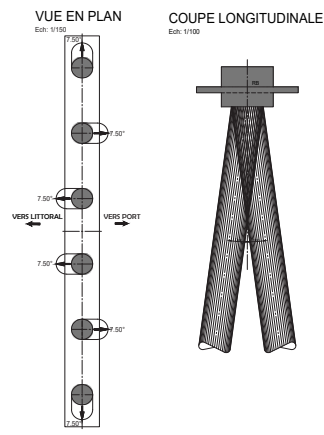


FIG. 2 Secção funcional tipo do tabuleiro nos apoios. **Typical functional deck cross-section over the supports.**



a)



b)



c)



d)

FIG. 3 Vistas da construção: a) cravação das estacas; b) estaleiro de pré-fabricação das vigas; c) montagem das vigas; d) betonagem da laje. **Construction views: a) piles driving b) beam precast yard; c) beam erection; d) slab concreting.**

sob os passeios (Fig. 2). Cada meio-tabuleiro inclui uma faixa de rodagem com duas vias, uma pista ciclável, um passeio elevado e um corredor reservado para a passagem das condutas de abastecimento ao porto. O tabuleiro, em betão armado, apresenta uma largura transversal de 29,2 m, sendo constituído por 14 vigas pré-fabricadas de secção em I, com 1,70 m de altura, sobre as quais assenta uma laje betonada in situ com 25 cm de espessura (Fig. 2). As carlingas de extremidade de cada tramo do tabuleiro apoiam-se em maciços de encabeçamento em betão armado, com 3 m de largura e 2,2 m de altura, equipados com aparelhos de apoio em neoprene cintado. Cada maciço liga os dois tabuleiros a um conjunto de seis estacas tubulares de aço, com 1,52 m de diâmetro e 35 mm de espessura, cravadas com inclinações de 7,5° em relação à vertical (Fig. 3a). As estacas são cheias a betão e, na extremidade superior, incluem conectores e armaduras para ligação estrutural aos maciços de encabeçamento.

Durante a construção, recorre-se a um aterro provisório que permite o acesso contínuo à frente de obra do porto, servindo simultaneamente como plataforma de trabalho para a execução da ponte de acesso (Fig. 3a). A cravação das estacas, com comprimentos máximos de 56 m, foi realizada com recurso a uma estrutura metálica de guiamento (Fig. 3a). Um total de 714 vigas pré-fabricadas em estaleiro (Fig 3b) foram transportadas e montadas com auxílio de gruas (Fig 3c), sendo a laje superior betonada sobre pré-lajes de 5 cm de betão reforçado com fibras sintéticas (Fig. 3d).

Os estudos geológico-geotécnicos de apoio ao projeto foram realizados pela empresa ENGIGEO, enquanto os estudos hidráulicos estiveram a cargo da HAEDES. O LNEC foi responsável pela execução dos ensaios físicos e modelações numéricas das pressões induzidas pela agitação marítima nas estacas da ponte.

During construction, a temporary embankment is employed, providing continuous access to the port construction front and serving as a working platform for the erection of the access bridge (Fig 3a). The piles, with maximum lengths of 56 m, were driven using a vibro-driver hammer and a steel guiding structure (Fig 3a). The 714 precast beams (Fig 3b) were transported to the site and installed using cranes (Fig 3c), and the top slab was cast in situ on prefabricated synthetic fibre-reinforced concrete planks with 5 cm (Fig. 3d).

The geological and geotechnical studies supporting the project were carried out by ENGIGEO, whilst the hydraulic studies were undertaken by HAEDES. The Portuguese Laboratory for Civil Engineering (LNEC) was responsible for physical model testing and numerical simulations of the wave-induced pressures on the bridge piles.

Betão Estrutural **Structural Concrete**

Pilares e Encontros (C45/55 XS3) 11 000 m³
Piers and Abutments

Tabuleiro (C45/55 XS3) 33 500 m³
Deck

Aços **Steel**

Armaduras passivas (A500NR) 12 560 ton – 281 kg/m³
Mild steel

Tubos de aço nas estacas (S355) 15 600 ml
Tubes for steel pile

Quantidades de materiais. **Quantities of materials.**

Viaduto K52A - Autoestrada A16

Viaduct K52A – Highway A16

LOCALIZAÇÃO LOCATION Rotterdam, Netherlands

CLIENTE CLIENT Rijkswaterstaat – Ministry of Infrastructure and Water Management of the Netherlands

PROJETO DE EXECUÇÃO DETAIL DESIGN José Dâmaso, Frederico Varino, Ricardo Afecto – GRID International, S.A. | Pierre Mingeot, BESIX BED

CONSTRUTOR CONTRACTOR De Groene Boog (BESIX, Dura Vermeer, Van Oord, John Laing, Rebel and TBI)

A GRID International Consulting Engineers, em parceria com a BESIX BED, foi responsável pelo desenvolvimento do projeto do Viaduto K52a, integrado no prolongamento da Autoestrada A16, em Roterdão, Países Baixos. O projeto abrangeu as fases de Conceção/Estudo Prévio, Projeto Base e Projeto de Execução. A conceção do viaduto (com especial enfoque/dependência do processo construtivo) foi significativamente condicionada pela necessidade de atravessar infraestruturas rodoviárias (autoestrada e ramais de ligação) e ferroviárias (linha ferroviária Roterdão–Gouda) (Fig. 1).

A infraestrutura é composta por dois viadutos paralelos, com pilares e tabuleiros independentes e encontros comuns, numa extensão de 447,4 m. Cada viaduto é constituído por 10 vãos, cujos comprimentos variam entre 34 m (vãos de extremidade) e 52,5 m (vão central). Os tabuleiros dos viadutos são do tipo caixão, em betão armado pré-esforçado, com larguras de 19,65 m (tabuleiro B) e 15,0 m (tabuleiro A) e uma altura total de 2,8 m (Fig. 2).

A execução dos tabuleiros foi realizada através do método de lançamento incremental, com início a partir de um dos encontros – C0 (Fig.3). Os tabuleiros foram betonados por segmentos consecutivos numa zona de lançamento localizada atrás do Encontro C0 denominada casting yard (Fig.4). Após betonagem e tensionamento do pré-esforço (longitudinal e transversal - laje de tabuleiro e diafragmas), os tabuleiros já construídos foram "lançados" (movidos até à posição seguinte) recorrendo a um sistema de cabos de pré-esforço e peças metálicas inseridas

GRID International Consulting Engineers, in partnership with BESIX BED, was responsible for the development of the K52a Viaduct project, integrated into the extension of the A16 motorway in Rotterdam, the Netherlands. The project included Concept/ Preliminary Design, Basic Design, and Detailed Design phases. The design of the viaduct — particularly shaped by construction method constraints — was significantly influenced by the need to cross existing infrastructure, including roadways (the A20 motorway and its connecting ramps) and railways (the Rotterdam–Gouda railway line) (Fig. 1).

The structure consists of two parallel viaducts with independent piers and decks, and shared abutments, spanning a total length of 447.4 metres. Each viaduct comprises 10 spans, with lengths ranging from 34 m (end spans) to 52.5 m (central span). The viaduct decks are prestressed reinforced concrete box girders, with widths of 19.65 m (deck B) and 15.0 m (deck A), and a total height of 2.8 m (Fig. 2).

The decks were constructed using the incremental launching method, starting from one of the abutments — Abutment C0. (Fig. 3) The decks were cast in successive segments in a casting yard located behind Abutment C0 (Fig. 4).

After casting and prestressing (both longitudinal and transverse – for the deck slab and diaphragms), the completed segments were launched (moved to the next position) using a system of



FIG. 1 Vista aérea do Viaduto K52A. Aerial view of Viaduct K52A.

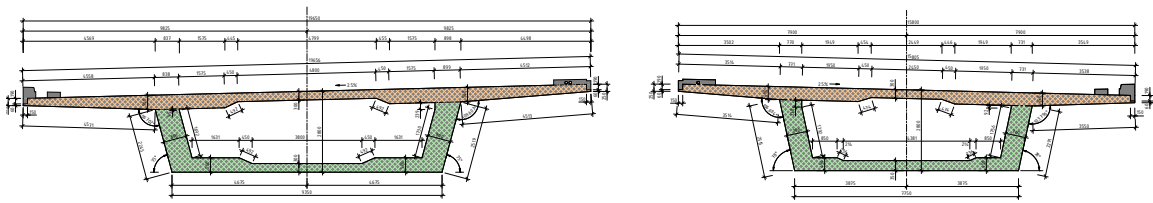


FIG. 2 Secção funcional tipo do tabuleiro nos apoios. **Typical functional deck cross-section over the supports.**

dentro no tabuleiro – pulling-sticks (Fig. 5 a 8). À medida que os segmentos iam sendo construídos, como o peso do tabuleiro ia aumentando, a força necessária para “lançar” (vencer a força de atrito) ia sendo cada vez maior.

Por questões arquitetónicas, os tabuleiros são mais largos do que os pilares definitivos, o que obrigou à utilização de torres provisórias no alinhamento de cada um dos pilares.

Para reduzir o comprimento total do balanço à frente do tabuleiro durante o avanço, foi utilizado um nariz de lançamento em aço com 30 m (Fig. 3).

Durante a fase construtiva, pretendeu-se implementar um ciclo constante de produção, visando garantir ritmo, regularidade e eficiência na construção. A pré-fabricação de armaduras (por exemplo, dos diafragmas) foi uma das soluções encontradas para o efeito (Fig. 9).

As fundações, tanto dos pilares quanto dos encontros, são indiretas, realizadas por meio de estacas com comprimentos variáveis

prestressing cables and metal components embedded in the deck, known as pulling-sticks (Figs. 5 to 8). As more segments were added, and the deck grew heavier, the force required for launching increased accordingly (to overcome the friction force).

Due to architectural constraints, the decks are wider than the final piers, requiring the use of temporary towers aligned with each pier axis.

To reduce the overall cantilever length at the front of the deck during advancement, a 30-metre-long steel launching nose was used (Fig. 3).

During construction, efforts were made to implement a continuous production cycle, aiming to ensure rhythm, regularity, and efficiency in the construction process. One of the solutions adopted to maintain productivity was the prefabrication of reinforcements, such as those for the diaphragms (Fig. 9).

The foundations for both piers and abutments are indirect, executed using piles of varying lengths, adapted to the local geotechnical conditions.



FIG. 3 Vista de uma das fases intermedia dos processo de lançamento incremental. **View of one of intermediate launching steps.**



FIG. 4 Vista aérea do casting yard durante a construção do tabuleiro. **Aerial view of the casting yard during the deck construction.**



FIG. 5 Vista do processo de lançamento incremental do viaduto. **View of the viaduct launching process phase.**



FIG. 6 Vista dos pulling sticks. **View of pulling sticks.**



FIG. 7 Vista de uma das fases correspondente à construção de um dos segmentos. **View of one of the phases corresponding to the construction of one of the segments.**



FIG. 8 Macaco hidráulico e sistema de pré-esforço usado para o lançamento incremental. **Hydraulic jack and prestressing system used on incremental launching.**



FIG. 9 Prefabricação das armaduras de um dos diafragmas. **Prefabrication of the reinforcement for one of the diaphragms.**

Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana e Viaduto de Acesso: Reabilitação e Substituição do Sistema de Tirantes

International Bridge over the Guadiana River and Access Viaduct: Rehabilitation and Replacement of the Stay Cable System

LOCALIZAÇÃO LOCATION Vila Real de Santo António, Portugal

CLIENTE CLIENT Infraestruturas de Portugal, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER JLCM - J L Câncio Martins Projectos de Estruturas, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Conduril, S.A.

Inaugurada em 1991, a Ponte Internacional sobre o Rio Guadiana liga Vila Real de Santo António (Portugal) a Ayamonte (Espanha), com um tráfego diário significativo de até 25 000 veículos.

A ponte atirantada tem 666 m de comprimento total e um viaduto de acesso, em território português, com um comprimento total de 358 m. A ponte tem cinco vãos, tendo o vão central 324 m. Durante inspeções regulares, foram detetadas patologias nos tirantes, causadas pela infiltração de água nas ancoragens inferiores, que resultaram em corrosão severa. Em 2015, foi decidida a reabilitação e substituição integral dos tirantes, com a colaboração das autoridades espanholas.

A substituição dos tirantes foi realizada de forma sistemática, sem interrupção do tráfego. Em cada fase foram substituídos dois tirantes simetricamente, exceto os mais curtos, que foram trocados um a um para maior precisão do processo. O processo envolveu a remoção dos feixes de cordões antigos, juntamente com as respetivas ancoragens, instalação de novas ancoragens e dos novos cordões com o devido tensionamento, restaurando as forças de projeto. A aplicação de forças foi monitorizada de acordo com a pesagem original, garantindo que as condições de tensão e segurança do sistema fossem mantidas.

Inaugurated in 1991, the International Bridge over the Guadiana River connects Vila Real de Santo António (Portugal) to Ayamonte (Spain), with significant daily traffic of up to 25,000 vehicles. The cable-stayed bridge has a total length of 666 m, with an access viaduct in Portugal measuring 358 m in total length. The bridge has five spans, with the central span being 324 m long.

During regular inspections, pathologies were detected in the stay cables, caused by water infiltration at the lower anchorages, which led to severe corrosion. In 2015, it was decided to proceed with the rehabilitation and complete replacement of the stay cables, in collaboration with the Spanish authorities. e and in maintenance purposes.

The replacement of the stay cables was carried out systematically, without interrupting traffic. In each phase, two cables were replaced symmetrically, except for the shorter ones, which were replaced one by one for greater precision in the process. The process involved removing the old cable bundles, along with their respective anchorages, installing new anchorages, and replacing the cables with the necessary tensioning, restoring the design forces. The force application was monitored according to the original weighing, ensuring that the tension and safety conditions of the system were maintained.



FIG. 1 Vista geral ponte durante reabilitação. **General view of the bridge during rehabilitation.**



FIG. 2 Vista torre durante reabilitação. **General view of the tower during rehabilitation.**



FIG. 3 Vista torre e tirantes durante reabilitação. **View of tower and stay cables during rehabilitation.**

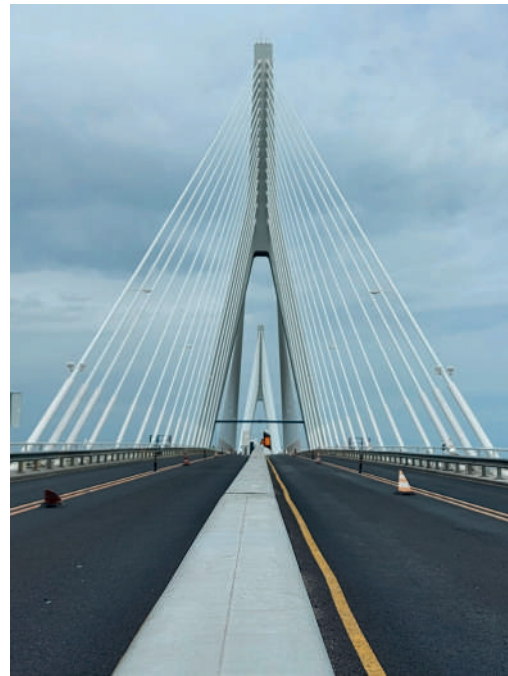


FIG. 4 Vista torre e tirantes pós reabilitação. **View of tower and stay cables after rehabilitation.**

A substituição dos aparelhos de apoio também foi parte essencial da reabilitação. Para o efeito foi necessário aplicar deslocamentos controlados nos apoios das vigas, sendo introduzido um deslocamento de 20 mm no apoio da viga onde se realizou a substituição do aparelho e 10 mm nas vigas adjacentes. Com este procedimento pretendeu-se minimizar os esforços adicionais sobre o tabuleiro e garantir a integridade estrutural durante as intervenções.

Foi implementada uma monitorização contínua das forças nos tirantes por sensores elastomagnéticos nas ancoragens superiores, permitindo o controle remoto em tempo real.

Em suma, a substituição dos tirantes e aparelhos de apoio seguiu uma abordagem metódica e segmentada, em que a sequência de operações e o controle das forças foram fundamentais para a manutenção da segurança da ponte durante o processo de reabilitação sem interrupção do tráfego. A intervenção garantiu a segurança da ponte, restaurando as condições do projeto original e preparando a estrutura para o próximo ciclo de vida sem patologias.

The replacement of the support devices was also an essential part of the rehabilitation. To achieve this, controlled displacements were applied to the beam supports, with a 20 mm displacement at the support of the beam where the device was replaced and 10 mm at the adjacent beams. This procedure aimed to minimize additional stresses on the deck and ensure structural integrity during the interventions.

A continuous monitoring system for the forces on the stay cables was implemented using elastomagnetic sensors at the upper anchorages, allowing real-time remote control.

In summary, the replacement of the stay cables and support devices followed a meticulous and segmented approach, where the sequence of operations and control of forces were crucial for maintaining the bridge's safety during the rehabilitation process without traffic interruptions. The intervention ensured the bridge's safety, restored the original design conditions, and prepared the structure for the next life cycle free of pathologies.



FIG. 5 Vista da ponte pós reabilitação. **View of bridge after rehabilitation.**

Porto de Bargny-Sendou: Cais de Acesso e Terminal de Granéis Sólidos

Port of Bargny-Sendou: Access Trestle and Solid Bulk Terminal

LOCALIZAÇÃO LOCATION Sendou, Senegal

CLIENTE CLIENT Etermar Engenharia, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER JLCM - J L Câncio Martins Projectos de Estruturas. Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Etermar Engenharia, S.A.

O Terminal Mineral de Bargny-Sendou está localizado na região de Sendou, a cerca de 32 quilómetros a sul do Porto de Dakar, Senegal. Este empreendimento estratégico foi desenvolvido para a Senegal Minergy Port (SMP) com o objetivo de reforçar a capacidade logística do país ao nível da importação e exportação de granéis sólidos, contribuindo para o seu crescimento económico e industrial. O empreendimento é formado pelo terminal de granéis sólidos e pela estrutura de acesso (access trestle).

Para a estrutura de ligação entre a costa e o terminal foi desenvolvida uma solução modular, eficaz do ponto de vista construtivo e eficiente em termos de desempenho estrutural. A solução consiste numa viga pré-fabricada em betão armado com secção em forma de "U" invertido suportada por estacas metálicas 720 x 18 mm. A continuidade da estrutura ao longo dos cerca de 360 m de comprimento é assegurada por ligações entre vigas pré-fabricadas através de betonagens in situ nas zonas de apoio. O terminal de granéis sólidos tem 360 m de comprimento e 30 m de largura. A superestrutura do cais é composta por uma laje suportada por quatro vigas longitudinais suportadas por estacas metálicas 1016 x 19 mm com espaçamentos de 9 m na direção longitudinal.

The Bargny-Sendou Mineral Terminal is located in the Sendou region, about 32 kilometers south of the Port of Dakar, Senegal. This strategic undertaking was developed for Senegal Minergy Port (SMP) with the aim of strengthening the country's logistical capacity in terms of importing and exporting solid bulk, contributing to its economic and industrial growth. The project consists of the dry bulk terminal and an access trestle.

For the connecting structure between the coast and the terminal, a modular solution was developed; it is effective from a construction point of view and efficient in terms of structural performance. The solution consists of a prefabricated reinforced concrete beam with an inverted U-shaped section supported by 720 x 18 mm metal piles. The structure's continuity along its approximately 360 metre-length is ensured by connections between precast beams through in situ concreting in the support areas. The solid bulk terminal is 360 m long and 30 m wide. The quay's superstructure consists of a slab supported by four longitudinal beams over 1016 x 19 mm metal piles spaced 9 m apart in the longitudinal direction.



FIG. 1 Cais granéis sólidos e Cais de Acesso. Solid Bulk Terminal and Access Trestle.



FIG. 2 Betonagem. Concreting.



FIG. 3 Colocação estacas. Piles Placement.



FIG. 4 Colocação cimbre. Formwork placement.



FIG. 5 Colocação cofragem. Formwork placement.

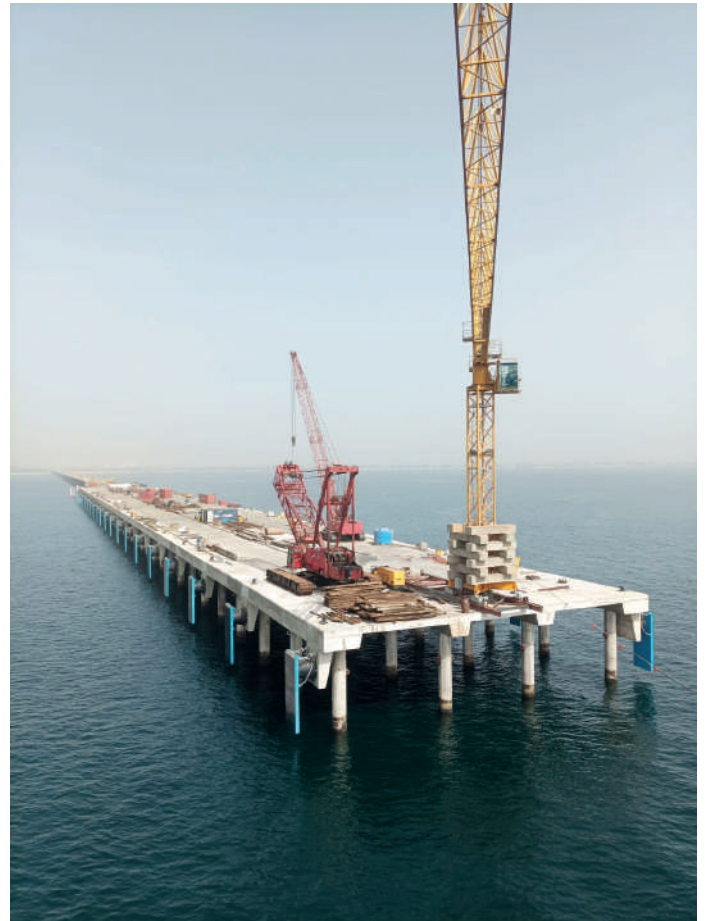


FIG. 6 Cais graneis sólidos. Solid Bulk Terminal.

Porto de Paita – Programa de Expansão: Fase III

Port of Paita Expansion Program: Phase III

LOCALIZAÇÃO LOCATION Peru

CLIENTE CLIENT Etermar Engenharia, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER JLCM - J L Câncio Martins Projectos de Estruturas. Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Etermar Engenharia, S.A.

O Terminal de Contentores do Porto de Paita / Terminales Portuarios Euroandinos está localizado na província de Paita, a 56 km da cidade de Piura, no departamento com o mesmo nome, no extremo nordeste do Peru. Trata-se do segundo maior porto do país, desempenhando um papel fundamental na facilitação do comércio entre o Peru e seus parceiros internacionais, particularmente América do Norte, Ásia e Europa. Paita é conhecido por ser o principal porto para carga refrigerada, especialmente produtos agrícolas. Para aumentar a capacidade e competitividade do porto, foram efectuados um conjunto de investimentos que incluíram as Fases I, II e III da expansão dos cais. A Fase III corresponde à ampliação do Cais 1 e consiste numa nova estrutura com 364 m de comprimento e 17,20 m de largura que permite a atracagem de navios com até 359 m de comprimento e calado máximo de 13,50 m.

The Paita Port Container Terminal / Terminales Portuarios Euroandinos is located in the province of Paita, 56 km from the city of Piura, in the department of the same name, in the far northeast of Peru. It is the second largest port in the country and plays a key role in facilitating trade between Peru and its international partners, particularly North America, Asia and Europe. Paita is known for being the main port for refrigerated cargo, especially agricultural products.

In order to increase the port's capacity and competitiveness, a series of investments have been made in the recent past, including Phases I, II and III of the quay expansion. Phase III corresponds to the expansion of Pier 1 and consists of a new structure 364 m long and 17.20 m wide that allows vessels up to 359 m long and a maximum draft of 13.50 m to dock.



FIG. 1 Vista aérea implantação obra. Aerial view of project site layout.

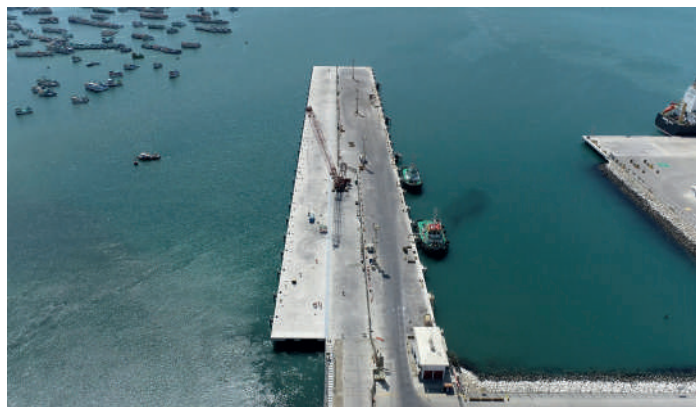


FIG. 2 Vista aérea durante construção. Aerial view during construction.



FIG. 3 Vista frontal durante construção. Front view during construction.

A superestrutura é formada por uma laje nervurada sobre estacas metálicas 1016 x 20 mm afastadas de 5,98 e 7,50 m entre si no sentido transversal e 6,75 m no sentido longitudinal. Esta disposição reproduz a geometria da ampliação da Fase II desenvolvida pelo mesmo projetista para o mesmo empreiteiro, o que permitiu a reutilização de cofragens e moldes. A ligação entre a nova plataforma e a estrutura existente foi realizada através de uma junta metálica. Devido à sua extensão, foi prevista uma junta de dilatação que define dois vãos de 188,75 + 175,25 m. Esta junta foi equipada com uma "shear key" e uma junta de dilatação do tipo Transflex. O cais foi equipado com defensas e cabeços dispostos nos alinhamentos das estacas a uma distância de 13,50 m entre si.

The superstructure consists of a ribbed slab over 1016-20 mm steel piles placed 5.98 and 7.50 m apart in the transverse direction and 6.75 meters in the longitudinal direction. This arrangement reproduces the geometry of the Phase II extension developed by the same designer for the same contractor, which allowed for the reuse of formwork and molds.

The connection between the new platform and the existing structure was made using a metal joint. Due to its length, an expansion joint defining two spans of 188.75 + 175.25 m was planned. This joint was equipped with a shear key and a Transflex type expansion joint. The quay was equipped with fenders and bollards arranged in line with the piles at a distance of 13.50 m from each other.



FIG. 4 Vista frontal durante construção. Front view during construction.

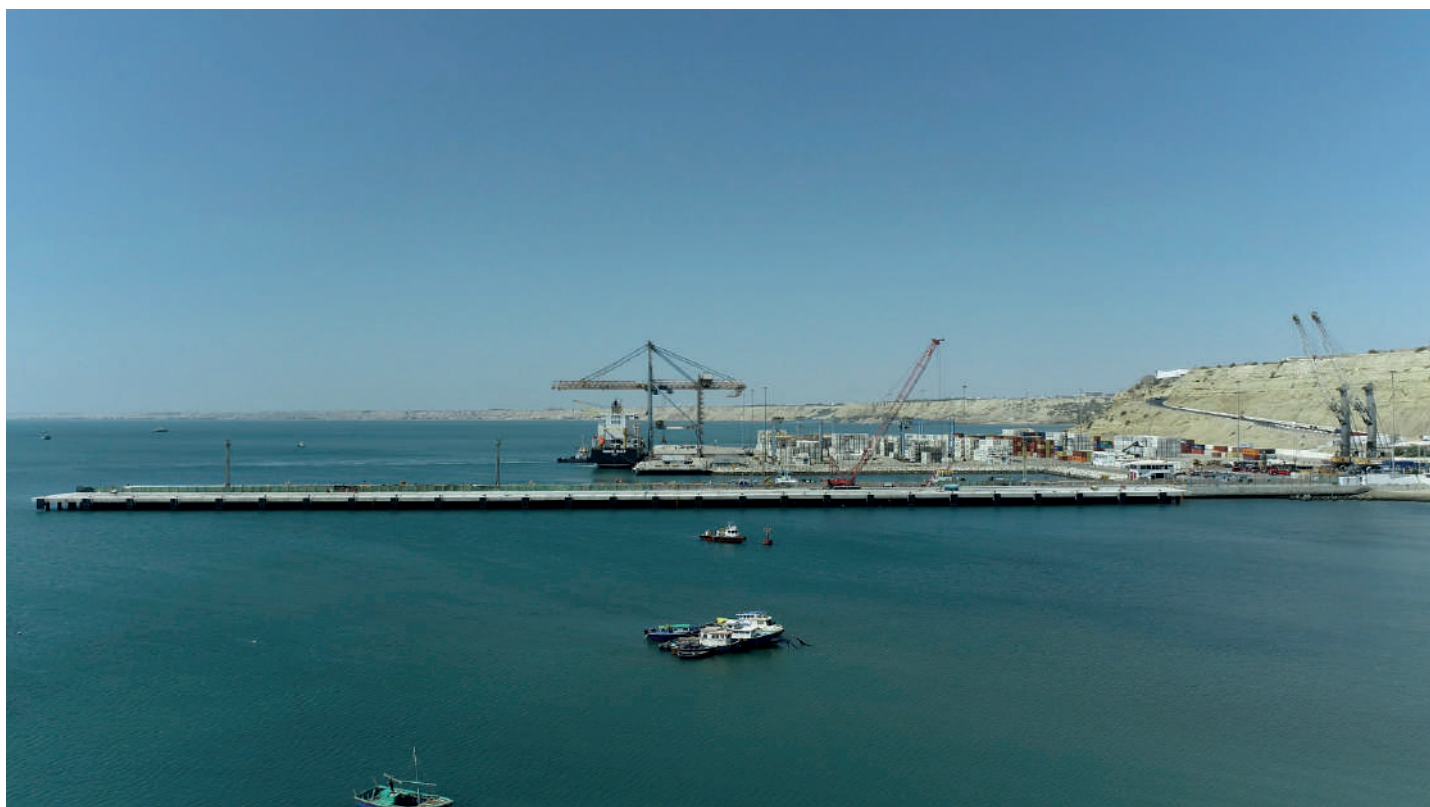


FIG. 5 Vista lateral durante construção. Side view during construction.

Edifício Phoenix – Edifício Sede do Grupo Fidelidade

Phoenix Building – Headquarters of Fidelidade Corporation

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Fidelidade Property

AUTOR DO PROJETO DESIGN Miguel Sérgio Lourenço, Miguel Afonso, João Almeida – JSJ - Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Mota-Engil

Trata-se de um edifício com uma forma em planta irregular, mas que se pode considerar aproximadamente trapezoidal, com um vazado no interior, perfazendo uma envolvente exterior com cerca de 90 m x 95 m. A forma provém da conjugação de dois conceitos distintos: um primeiro que consiste em dois edifícios prismáticos (ou em "barra"), adotados ao nível do embasamento, permitindo uma grande permeabilidade da circulação através do edifício; e um segundo, com um conceito de forma em "donut", para os pisos elevados, que garante a iluminação e ventilação natural no interior do edifício. Esta forma, em conjunto com a marcante estrutura da fachada, dota o edifício de características singulares e de uma identidade particular, beneficiando, em simultâneo, a funcionalidade e a versatilidade da sua utilização. O processo iniciou-se com um Concurso de Ideias para a solução estrutural em março de 2020, revelando-se um edifício singular com diversos desafios para vencer. Só é possível a materialização

This building has an irregular footprint shape, which can be considered approximately trapezoidal with an opening in the interior, creating an exterior envelope of about 90 m x 95 m. The shape results from the combination of two distinct concepts: the first consists of two prismatic (or "bar") buildings at the base level, allowing for high permeability of circulation through the building; the second concept involves a "donut" shape for the upper floors, ensuring natural lighting and ventilation inside the building. This hybrid form, along with the striking facade structure, endows the building with unique characteristics and a particular identity, simultaneously enhancing its functionality and versatility of use.

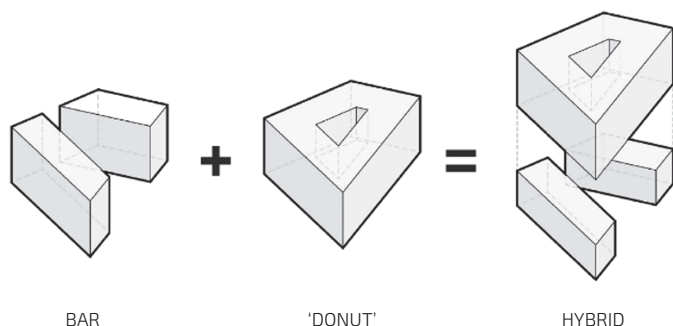


FIG. 1 Forma do edifício em planta irregular. **Building shape with irregular footprint.**

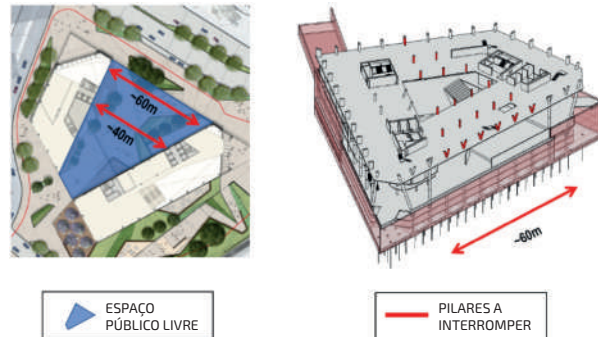


FIG. 2 Espaço público livre. / Pilares a interromper. **Free public space. / Pillars interrupting.**



FIG. 3 Vista geral da fachada da Avenida Álvaro Pais. **View of the Av. Álvaro Pais façade.**

de um projeto com estas características com um forte trabalho de equipa, destacando-se a dedicação, a cooperação, interesse e profissionalismo de todas as entidades envolvidas. A construção da estrutura finalizou em fevereiro de 2025.

Os diversos condicionamentos funcionais, arquitetónicos e geotécnicos conduziram às soluções estruturais que se resumem seguidamente:

- Os grandes *open-spaces* nas zonas destinadas a escritórios, originando vãos de 13 m x 8 m para as lajes, implementando-se uma laje aligeirada pré-esforçada com moldes perdidos, com 0,35 m de espessura.
- A permeabilidade funcional ao nível do embasamento, que conduziu à interrupção de diversos pilares e à necessidade de vencer vãos máximos de 60 m foi o principal desafio deste edifício. Para tal foram previstas diversas estruturas de transição, na sua maioria dispostas nas zonas técnicas da cobertura, constituídas por grandes vigas treliçadas em betão armado e pré-esforçado (num total de 5 vigas), que transferem as cargas dos pilares que foram interrompidos para os núcleos que se prolongam até às fundações.
- Foi privilegiada a utilização do betão estrutural como o principal material para todos os elementos estruturais, pois grande parte dos elementos verticais são em betão aparente, tendo havido a necessidade de pré-esforçar os pilares interrompidos, pois estarão tracionados durante a fase de serviço da estrutura.

O faseamento construtivo foi igualmente um aspeto muito estudado, pois as lajes dos pisos, até atingir a cobertura, foram executadas recorrendo a pilares provisórios nos alinhamentos dos pilares que iriam ser interrompidos. Foram instalados extensómetros de corda vibrante no topo dos pilares provisórios com o objetivo de verificar o nível de carga a que estavam submetidos e permitindo o controlo de todo o processo de transição da carga do sistema provisório para as estruturas de transição.

The process began with a Competition for the structural solution in March 2020, resulting in a unique building with various challenges to overcome. The realisation of a project with these characteristics is only possible with strong teamwork, highlighting the dedication, cooperation, interest, and professionalism of all the entities involved. The structure assembly finished in February of 2025. The functional, architectural, and geotechnical constraints led to the following structural solutions:

- The large open-spaces in the office areas resulted in spans of 13 m x 8 m for the slabs, leading to a 0.35 m thick pre-stressed voided slab.
- The permeability at the basement, which led to the interruption of several columns and the need for spans up to 60 m without vertical elements, was the main challenge of this building. To achieve this, several transition structures were implemented (a total of 5 beams), mostly located in the technical areas of the roof, consisting of truss beams in reinforced and prestressed concrete that transfer the loads from the interrupted columns to the cores that extend to the foundations.
- The use of structural concrete was preferred as the main material for all structural elements, as a relevant part of the vertical elements are exposed concrete. It was necessary to prestress the interrupted columns, as they will be under tension during the service phase of the structure.

The construction phasing was also a highly studied aspect, as the floor slabs up to the roof were carried out using temporary pillars aligned with the pillars that would be interrupted. Vibrating wire extensometers were adopted at the top of the temporary pillars to verify the load level they were subjected to. At each stage of the prestressing phasing, the correlation of numerical values with the instrumentation readings was analysed, allowing control of the entire process of load transition from the temporary system to the transition structures.

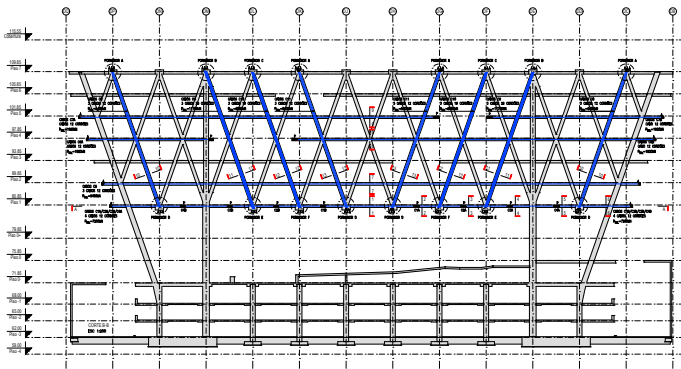


FIG. 4 Pré-esforço da treliça da fachada (vão 60 m). **Prestress in the façade truss (60 m span).**



FIG. 5 Vista da treliça da fachada principal. **View of the main façade.**

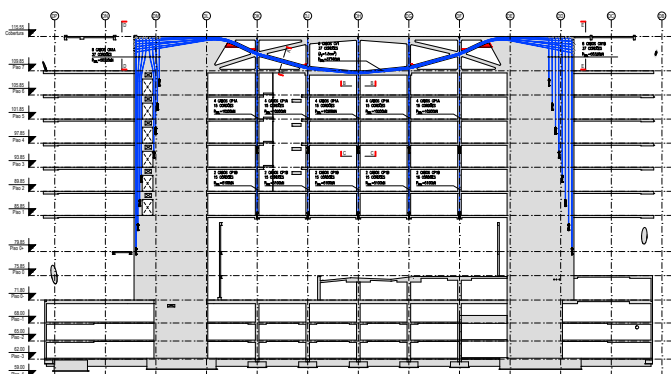


FIG. 6 Pré-esforço da viga de transição 1 (45 m vão) (funicular e anti-funicular das cargas). **Prestress of transfer beam 1 (45 m span).**



FIG. 7 Vista parcial da viga de transição 1. **Partial view of the transfer beam 1.**

Edifício Savoy Residence Monumentalis

Savoy Residence Monumentalis Building

LOCALIZAÇÃO LOCATION Funchal, Portugal

CLIENTE CLIENT AFA Real Estate

AUTOR DO PROJETO DESIGN José Noronha da Camara, Filipe Reis, JSJ - Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR AFAVIAS

O SAVOY RESIDENCE MONUMENTALIS é um empreendimento de habitação e comércio, na zona do Lido, da cidade do Funchal com aproximadamente 66 000 m², dividido em duas volumetrias longitudinais com 250 m de comprimento.

O Bloco Sul tem uma fachada sempre contínua, com 5 pisos acima da Estrada Monumental e 2 de estacionamentos. Os pisos são todos em laje fungiforme, com 0,33 m de espessura, em geral com aligeiramentos COBIAX, com consolas de vãos marcantes nas varandas, que valorizam o empreendimento e lançaram desafios ao dimensionamento estrutural, resolvidos com pré-esforço e recurso a pilares "bandeira".

Não há juntas estruturais globais sendo que nos pisos superiores, do 1 ao 3, há 2 alinhamentos com juntas parciais que dividem o Bloco Sul em 3 partes só naqueles níveis. Assim, obtém-se um comportamento estrutural global eficiente, aliviam-se os deslocamentos relativos entre pisos e eliminam-se juntas nas zonas de cobertura.

O Bloco Norte, implantado a cotas superiores tem os níveis 4 a 6 parcialmente enterrados ou em ligação com a estrutura do Sul e do nível 6 ao piso 9 da cobertura, divide-se em 3 blocos distintos de dimensões semelhantes. Este Bloco tem uma sobreposição com o Sul na extremidade poente, com um viés pronunciado e com as respetivas malhas de pilares desalinhadas, que exigiu, no piso 5 do Bloco Sul, uma laje de transição pré-esforçada por bandas, com uma espessura de 0,45 m.

O projeto iniciou em março de 2021, tendo a construção da estrutura sido finalizada em dezembro de 2022.

SAVOY RESIDENCE MONUMENTALIS is a residential and commercial development in the Lido area at Funchal, with approximately 66,000 m², divided into two longitudinal volumes, with 250 m long. The South Block has a continuous façade, with 5 floors above Estrada Monumental and 2 floors of parking. The floors are all of 0.33 m thick COBIAX type slabs, generally with important cantilevered balconies, which enhance the development and have introduced structural design challenges, solved with prestressing and the use of "flag type" columns.

There are no global structural joints, although on the upper floors, from 1 to 3, there are 2 alignments with partial joints that divide the South Block into 3 parts only on those levels. This way we achieved efficient overall structural behavior, reduced relative displacements between floors and avoided joints in the roof areas.

The North Block, located at higher elevations, has levels 4 to 6 partially buried or connected to the South structure, and level 6 to floor 9, divided into 3 distinct blocks of similar dimensions. This Block overlaps with the South one at the western end, with a pronounced bias, with the respective misaligned column grids, which required, on floor 5 of the South Block, a pre-stressed banded transition slab 0.45 m thick.

The structural design started in March of 2021, and the construction of the structure was finished in December of 2022.

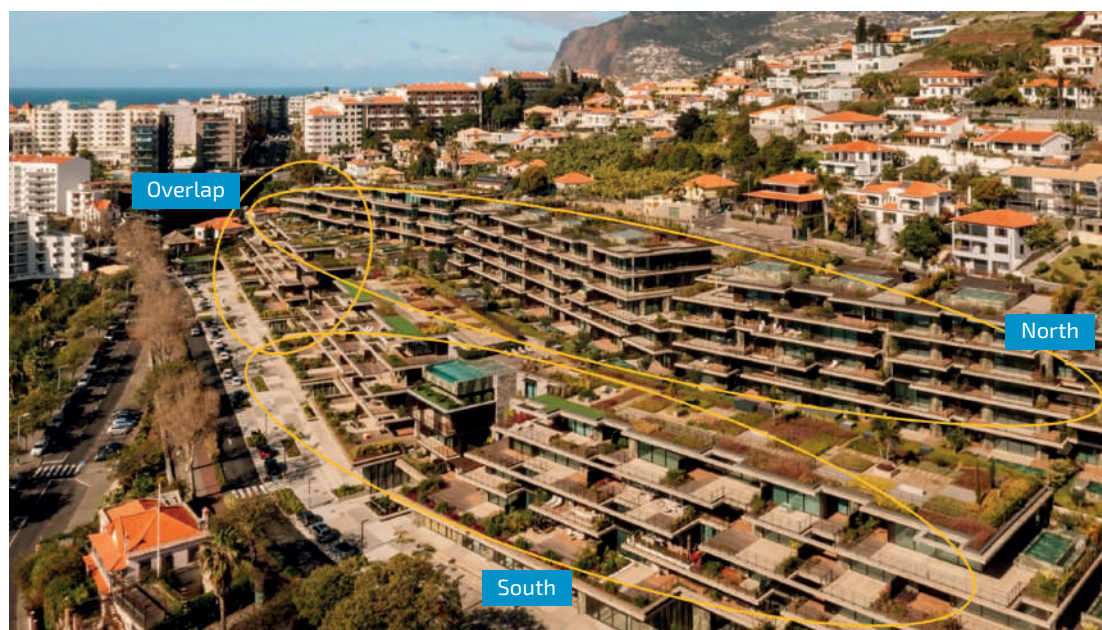


FIG. 1 Vista geral durante a construção. General view during construction.



FIG. 2 Bloco Sul, visto de poente, com zona de sobreposição do Bloco Norte, nos pisos elevados. South block from West, overlapped with the North block. Upper levels.



FIG. 3 Vistas do alçado Sul com realce para as disposições das varandas / consolas. South facade view focusing the balconies / cantilevers.

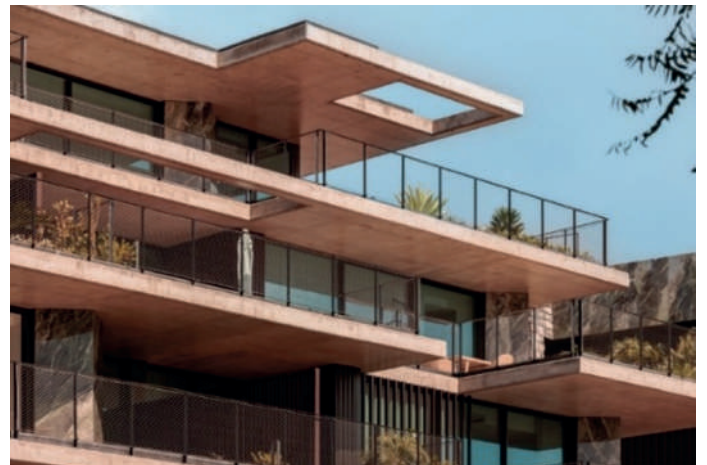


FIG. 4 Corte transversal das consolas com "pilar bandeira". Section with the cantilevers "flag columns".

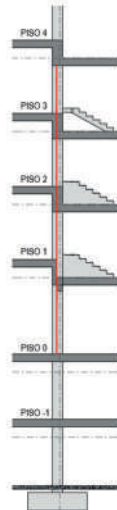


FIG. 4 Junta parcial nos pisos 1, 2 e 3. Partial joint of levels 1, 2 and 3.

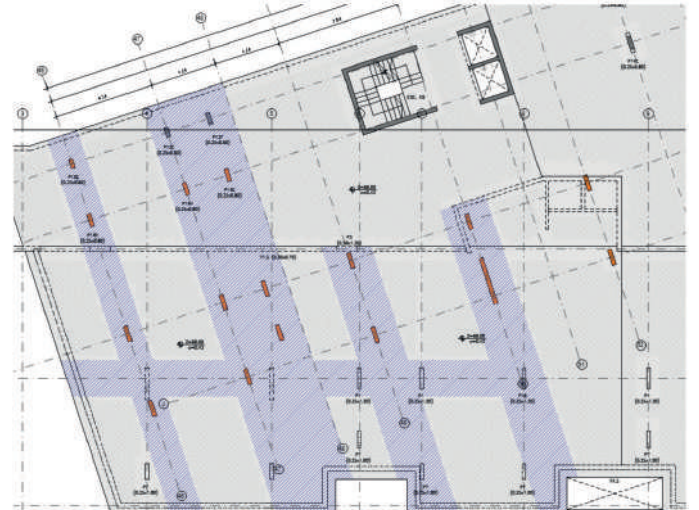


FIG. 6 Planta das bandas pré-esforçadas do piso de transição. Prestress strips of transition slab.

Edifícios Allo | Alcântara Lisbon Offices

Allo | Alcântara Lisbon Offices Buildings

LOCALIZAÇÃO LOCATION Lisboa, Portugal

CLIENTE CLIENT Bedrock Capital Partners

AUTOR DO PROJETO DESIGN Miguel Sérgio Lourenço, David Gama – JSJ - Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR Alves Ribeiro / HCI Construções

Este projeto consiste num conjunto de dois edifícios de escritórios, com uma implantação de cerca de 6500 m² por piso e uma área bruta total de aproximadamente 80 000 m², distribuída por sete pisos acima do solo, cobertura e quatro pisos enterrados, apoiados sobre um embasamento comum. Os edifícios, separados por 30 m, são ligados ao nível da cobertura por uma estrutura metálica. A estrutura é em betão armado e pré-esforçado, assente sobre fundações profundas com estacas entre 1,0 m e 1,2 m de diâmetro, justificadas por condições geotécnicas exigentes, com terrenos competentes a mais de 40 m de profundidade. A conceção privilegiou a flexibilidade funcional, com grandes vãos de 13 x 8 m nos pisos de escritórios, suportados por lajes maciças de 0,22 m e bandas pré-esforçadas de 0,44 m. A proximidade do estuário do Tejo e os níveis freáticos influenciados pelas marés exigiram soluções inovadoras de contenção (parede moldada e sistema *top-down*) e, após ensaios em obra, optou-se por laje drenada em vez do ensoleiramento inicialmente previsto. A geometria das fundações foi ainda condicionada por achados arqueológicos, obrigando a transições estruturais ao nível do piso térreo.

This project comprises two office buildings with a footprint of approximately 6500 m² per floor and a total gross built area of around 80,000 m². The development includes seven above-ground floors, a shared roof level, a common ground floor podium, and four underground levels. The buildings, spaced 30 m apart, are connected at the roof by a steel structure.

The structural system is based on reinforced and prestressed concrete, supported by deep foundations with bored piles ranging from 1.0 m to 1.2 m in diameter, required by challenging geotechnical conditions, with competent soil layers found below 40 m.

The design prioritized functional flexibility, resulting in large open-plan office areas with spans of 13 x 8 m. These were achieved using 0.22 m thick solid slabs with 0.44 m thick prestressed strips aligned with the columns.

The site's proximity to the Tagus River and the tidal groundwater levels demanded a robust retaining system using diaphragm walls and a top-down method. Initially designed with a fully prestressed raft to counteract hydrostatic uplift, the solution was later revised to a drained slab system after on-site water inflow tests. Archaeological findings on site required significant adaptations to the foundation geometry and complex load transfers at ground level.



FIG. 1 Vista da obra durante a construção. **Construction Works.**



FIG. 2 Montagem da pala que une os edifícios. *Steel roof connecting buildings.*



FIG. 3 Fase final da montagem da pala metálica. *Steel roof connecting buildings.*

A ligação metálica entre edifícios, ao nível da cobertura, foi desenhada para acomodar os significativos movimentos diferenciais provocados por ações sísmicas, representando um dos maiores desafios técnicos da obra.

Concluído em 2022, após cerca de cinco anos entre conceção e execução, o complexo acolhe atualmente cerca de 3 500 pessoas e destaca-se pela qualidade técnica das soluções adotadas, pela integração urbana e pela proximidade do polo criativo da Lx Factory.

A key structural challenge was the steel canopy that links both buildings, engineered to accommodate the substantial differential movements induced by seismic activity. Completed in 2022 after a five-year design and construction phase, the complex now houses approximately 3500 people and stands out for its technical excellence, architectural integration, and privileged location near Lisbon's vibrant Lx Factory district, offering panoramic views over the Tagus estuary and the 25 de Abril Bridge.



FIG. 4 Vista dos edifícios em serviço. *Finished Buildings.*

Ponte Ferroviária da Asseca II – Nova Linha de Évora

Asseca II Railway Bridge – New Évora Railway Line

LOCALIZAÇÃO LOCATION Alandroal, Portugal

CLIENTE CLIENT IP - Infraestruturas de Portugal, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Manuel Pera Fernandes, Gonçalo Fernandes – Profico - Consultores de Engenharia, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR SACYR, S.A.

A Ponte da Asseca insere-se na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia. Possui uma extensão total de 664 m, atravessando, a uma altura de 35 m, o vale da Ribeira da Asseca, na zona de influência da barragem do Alqueva, que apresenta uma largura de espelho de água de cerca de 60 m, para o NPA. Tendo em conta a altura ao solo e os obstáculos a transpor, nomeadamente a linha de água, considerou-se mais adequada a execução do tabuleiro no troço central em consolas, por avanços sucessivos, recorrendo a carros de avanço. Tendo em conta os vários condicionamentos, adotou-se uma modelação de vãos correntes com 32 m, sendo que no atravessamento da Ribeira da Asseca se adotaram vãos superiores, com um vão principal de 70 m e vãos adjacentes de 52 m. O tabuleiro é contínuo, fixo no encontro E1 e no pilar P1 e apoiado nos restantes pilares, com aparelhos guiados na direção longitudinal, o que implicou a introdução de aparelhos de dilatação de via no encontro E2, o único local onde o traçado os permitia colocar.

The Asseca II Bridge is part of the new Railway Connection between Évora Norte and Elvas / Caia. It has a total length of 664 m, crossing the Asseca river valley at a height of 35 m, in the influence area of the Alqueva Dam, which has a water surface width of approximately 60 m, for the NWL. Given the considerable height above the valley floor and the obstacles to be overcome, namely the watercourse, the execution of the deck in the central section was considered more suitable using the balanced cantilever method, employing cantilever form traveller. Considering the various constraints, a modulation with standard spans of 32 m was adopted, with a central section with a span of 70 m and adjacent spans of 52 m. The deck is continuous, fixed at the abutment E1 and pier P1 and supported on the remaining piers with longitudinally guided bearings, requiring the introduction of rail expansion devices at abutment E2, the only place the layout allowed them to place.

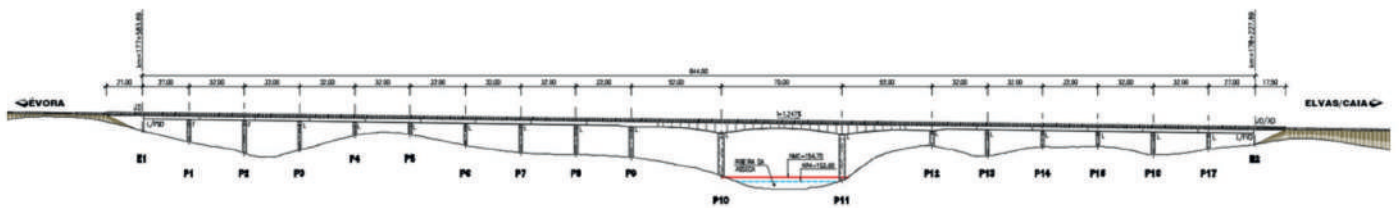


FIG. 1 Modelação geral de vãos. General Span Modulation.



FIG. 2 Processo Construtivo – Execução do Vão Central. Construction procedure – Central Span.



FIG. 3 Alçado Sudeste . Southeast Elevation.



FIG. 4 Carros de Avanços. Cantilever Form Travelers.

Para a secção de tabuleiro adotou-se uma solução em betão armado pré-esforçado em caixão unicelular com 2,40 m de altura constante. Na zona do vão central, sobre a Ribeira da Asseca, a altura do caixão unicelular é variável entre 3,20 m e os 6,00 m. Em ambos os casos, o perfil transversal completa-se por consolas de espessura variável. Os pilares apresentam uma secção retangular modificada vazada com $2,1 \times 3,0 \text{ m}^2$ encimada por capitel. As fundações dos pilares são em geral diretas, através de sapatas com dimensões variáveis entre $6,50 \times 11,50 \times 1,80 \text{ m}^3$ e $10,50 \times 16,50 \times 3,20 \text{ m}^3$.

Para a transferência das ações horizontais aos encontros, foram adotados aparelhos de proteção sísmica tipo Preloaded Spring Dampers (PSD) no encontro E1 e tipo Fluid Viscous Dampers (FVD) no encontro E2, um par por cada tabuleiro, em paralelo. Os dispositivos tipo PSD são os dispositivos principais para fazer a fixação do tabuleiro, que para além do comportamento viscoso, possuem uma mola pré-carregada que faz com que o tabuleiro esteja fixo ao encontro para as ações de caráter lento e de uma parte das forças da frenagem ferroviária. Após a ocorrência de um sismo ou de uma situação de frenagem extrema, a mola deste dispositivo assegura o recentramento da ponte. Já os dispositivos FVD são dispositivos de amortecimento viscosos, os quais contribuem para a absorção das forças de frenagem e são essenciais no amortecimento das forças sísmicas, libertando completamente os deslocamentos para as restantes ações.

For the deck section, a prestressed reinforced concrete single-cell box girder solution, with 2.40 m constant height, was adopted. In the central section, over the Asseca river, the height of the single-cell box varies between 3.20 m and 6.00 m. In both cases, the cross-section is completed by variable thickness cantilever slabs. The piers have a modified hollow rectangular section with $2.1 \times 3.0 \text{ m}^2$ topped by a cap. The foundations of the piers are generally direct, by footings with dimensions varying between $6.50 \times 11.50 \times 1.80 \text{ m}^3$ and $10.50 \times 16.50 \times 3.20 \text{ m}^3$.

For the transfer of horizontal forces to the abutments, seismic protection devices were adopted, Preloaded Spring Dampers (PSD) at abutment E1 and Fluid Viscous Dampers (FVD) at abutment E2, one pair per deck, in parallel. The PSD devices are the primary devices for fixing the deck, which, in addition to their viscous behaviour, have a preloaded spring that keeps the deck fixed to the abutment for slow actions and part of the train braking forces. After an earthquake or an extreme braking event, the spring in this device ensures the recentring of the bridge. The FVD devices, on the other hand, are viscous damping devices that contribute to the absorption of braking forces and are essential for damping seismic forces, fully releasing displacements for other actions.



FIG. 5 Perspetiva Geral da Obra Acabada. General View of Finished structure.

Projeto de 28 Pontes Ferroviárias – Nova Linha de Évora

Design of 28 Railway Bridges – New Évora Railway Line

LOCALIZAÇÃO LOCATION Évora / Elvas, Portugal

CLIENTE CLIENT IP - Infraestruturas de Portugal, S.A.

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Manuel Pera Fernandes, Gonçalo Fernandes – Profico – Consultores de Engenharia, S.A. / Filipe Vasques, Maria Emília Gonçalves, João Martins - Edgar Cardoso, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR COMSA, FERGRUPO e SANJOSE / MOTA-ENGIL / SACYR, S.A.

A Nova Linha de Évora é uma linha ferroviária que se desenvolve entre Évora Norte e Elvas / Caia, junto à fronteira com Espanha. Tem uma extensão de 78 km e engloba um total de 29 viadutos e pontes, cuja extensão total perfaz 11,5 km. Destas, 28 são obras de betão armado e pré-esforçado, as quais se resumem na presente ficha. As pontes têm comprimentos variáveis entre 69 e 785 m, e vãos variáveis entre 25 e 140 m, conforme resumo apresentado no quadro seguinte.

The New Évora Line is a railway line that runs between Évora Norte and Elvas/Caia, close to the border with Spain. It is 78 km long and includes a total of 29 viaducts and bridges, with a total length of 11.5 km. Of these, 28 are reinforced and prestressed concrete bridges, which are summarized in this file. The bridges have variable lengths between 69 and 785 m, and variable spans between 25 and 140 m, as summarized in the table below.

| Ponte Bridge / Viaduto Viaduct | L (m) | Vão Max Max Span | Ponte Bridge / Viaduto Viaduct | L (m) | Vão Max Max Span | Ponte Bridge / Viaduto Viaduct | L (m) | Vão Max Max Span |
|--------------------------------|-------|------------------|---------------------------------|-------|------------------|-------------------------------------|-------|------------------|
| Ponte da Ribeira do Freixo | 284 | 25 | Viaduto do Barranco dos Pegões | 521 | 25 | Ponte da Asseca | 644 | 70 |
| Ponte de Machede | 119 | 25 | Viaduto do Barranco dos Galvões | 310 | 25 | Viaduto da Freira | 380 | 25 |
| Ponte das Bicas | 220 | 30 | Ponte do Lucefece | 664 | 40 | Ponte de Mures | 510 | 35 |
| Ponte Pardiela | 358 | 30 | Viaduto da Retorta | 404 | 30 | Viaduto da Capela | 494 | 30 |
| Ponte da Palheta | 575 | 35 | Viaduto dos Penedrais | 614 | 30 | Viaduto do Sobral | 314 | 30 |
| Ponte do Freixo | 180 | 45 | Ponte das Gordesas | 512 | 33 | Ponte sobre a Ribeira de Varche | 575 | 35 |
| Viaduto das Covas | 69 | 25 | Ponte de Alcalate | 435 | 35 | Ponte sobre a Ribeira de Mosqueiros | 330 | 35 |
| Ponte de São Bento | 168 | 28 | Ponte de Pardais | 785 | 140 | Ponte sobre a Ribeira de Cancão | 750 | 35 |
| Ponte do Calado | 310 | 25 | Viaduto da Asseca | 239 | 25 | Ponte sobre a Ribeira da Lã | 558 | 33 |
| Ponte da Seca | 148 | 33 | | | | | | |

A fase de construção decorreu entre junho de 2019 e agosto de 2024. A linha férrea é em via dupla, balastrada, de tráfego misto, para transporte de passageiros e mercadorias, com velocidades de projeto de 250 km/h e 120 km/h. Por opção do Dono de Obra, numa primeira fase, só é construído um tabuleiro das pontes e viadutos, embora os mesmos fiquem já preparados para a futura duplicação. Assim, são executados numa primeira fase os encontros e fundações definitivas, bem como os arranques dos pilares da futura duplicação.

Construction took place between June 2019 and August 2024. The railway line is double-track, ballasted, for mixed passenger and freight traffic, with design speeds of 250 km/h and 120 km/h. At the request of the Project Owner, in the first phase, only one deck of the bridges and viaducts will be built, although they are already prepared for future duplication. Thus, in the first phase, the definitive abutments and foundations are carried out, as well as the starting of the piers for the future duplication.



FIG. 1 Viaduto do Barranco dos Pegões. Viaduct of Barranco dos Pegões.

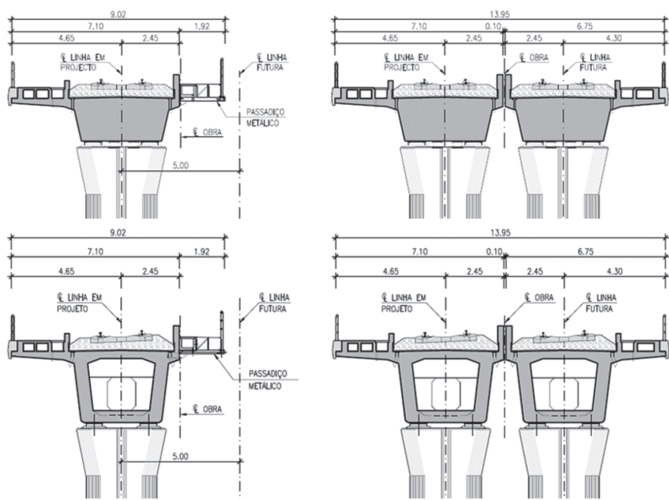


FIG. 2 Secções transversais tipo (em cima para pontes até 35 m de vão; em baixo para pontes com maiores vãos; do lado esquerdo, tabuleiros executados; do lado direito configuração após futura duplicação). **Typical cross-sections (above for bridges up to 35 m span; below for bridges with larger spans; on the left, constructed decks; on the right, configuration after future duplication).**



FIG. 3 Viaduto de Machede. **Machede Viaduct.**



FIG. 4 Ponte do Lucefece. **Lucefece Bridge.**



FIG. 5 Amortecedor Viscoelástico. **Pre-loaded Spring Damper.**



FIG. 6 Viga de Lançamento. **Movable Scaffolding System.**

Na fase concetual foram apresentadas várias soluções para o tabuleiro, tendo o Dono de Obra optado por soluções em betão armado pré-esforçado, executadas in situ. A fase concetual das pontes iniciou-se desde logo na fase de fixação de traçado, para ter em conta as particularidades específicas das pontes ferroviárias. Tal como estabelecido pelo Dono de Obra, deverão considerar-se, sempre possível, soluções que dispensem aparelhos de dilatação de via. Contudo, face às elevadas alturas ao solo, em mais de metade das obras não foi possível cumprir esse requisito, sendo necessário acautelar que essas juntas não são colocadas em curvas de transição em planta ou curvas verticais.

Em perto de metade das obras, com uma gama muito variada de vãos, foi possível garantir carril contínuo, sem juntas, recorrendo à segmentação dos tabuleiros em troços com extensões até 120 m e na adoção de pilares inclinados ou em arco nas zonas com maior altura. Na figura 1 apresenta-se um viaduto com 521 m e altura máxima de 25 m, sem juntas ao nível da via. Nas restantes obras, foram adotados em geral tabuleiros contínuos em toda a extensão da ponte, em geral descarregando nos pilares através de aparelhos de apoio. O travamento face às ações horizontais, nomeadamente frenagem e ação sísmica, foi feito através de amortecedores viscoelásticos (FVD) associados em alguns casos a amortecedores com mola pré-carregada (PSD). Na figura 2 apresentam-se as secções transversais tipo adotadas.

As principais quantidades estimadas foram:

- Número de viadutos e pontes em BAP: 28
- Extensão total de viadutos e pontes: 11 470 m
- Volume total de betão: 256 450 m³
- Peso de aço em varão: 27 669 ton
- Peso de aço de pré-esforço: 2773 ton

In the conceptual phase, several solutions were presented for the deck, with the Project Owner opting for solutions in prestressed reinforced concrete, executed in situ. The conceptual phase of the bridges began immediately at the railway layout setting stage, to take into account the specific characteristics of railway bridges. As established by the Owner, solutions that do not require track expansion devices must be considered whenever possible. However, given the high ground clearances, it was not possible to meet this requirement in more than half of the bridges, and it is necessary to ensure that these devices are not placed in transition curves in plan or vertical curves.

In nearly half of the bridges, with a very varied range of spans, it was possible to guarantee a continuous track, without joints, using the segmentation of the decks in sections with extensions of up to 120 m and the adoption of inclined or arched piers in the areas with greater height. Figure 1 shows a viaduct with 521 m and a maximum height of 25 m, without joints at track level. In other bridges, continuous decks were generally adopted along the entire length of the bridge, generally unloading onto the piers through bearings. Fixing horizontal actions, namely braking and seismic action, was achieved using Fluid Viscous Dampers (VFD) associated in some cases with shock absorbers with Preloaded Spring Dampers (PSD). Figure 2 shows the adopted cross-section types.

The main estimated quantities were:

- Number of viaducts and bridges in PRC: 28
- Total length of viaducts and bridges: 11,470 m
- Total volume of concrete: 256,450 m³
- Weight of rebars: 27,669 tons
- Weight of prestressing steel: 2773 tons



FIG. 7 Ponte sobre a Ribeira de Cancão. **Bridge over the Cancão River.**

Barragem do Pisão – Órgãos hidráulicos de Segurança em Betão Armado

Pisão Dam - Hydraulic Safety Structures in Reinforced Concrete

LOCALIZAÇÃO LOCATION Alto Alentejo, Portugal

CLIENTE CLIENT Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Rui Fortes Monteiro, Miguel Boim, Pedro Mateus, Maria Magalhães e Laura Seco – TPF – Consultores de Engenharia e Arquitetura S.A. / Aqualogus – Engenharia e Ambiente, Lda.

CONSTRUTOR CONTRACTOR FCC Construcción / ACA Engenharia & Construção

A barragem do Pisão é uma barragem em aterro zonado com cerca de 1350 m de comprimento e uma altura máxima de 54 m, integrando o Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato. O descarregador de cheias, a tomada de água e a descarga de fundo, constituem os órgãos hidráulicos de segurança em betão armado da barragem.

The Pisão Dam is a zoned embankment dam with a total length around 1350 m and a maximum height of 54 m, forming part of the Crato Multipurpose Hydraulic Scheme.



FIG. 1 Vista geral. General view.

A solução adotada para o descarregador de cheias consiste num canal a céu aberto em betão armado implantado no encontro da margem esquerda da barragem. O descarregador apresenta uma soleira descarregadora livre com perfil em labirinto de betão armado, com crista à cota 248,00, correspondente ao NPA da albufeira, e um comprimento nominal próximo de 96 m.

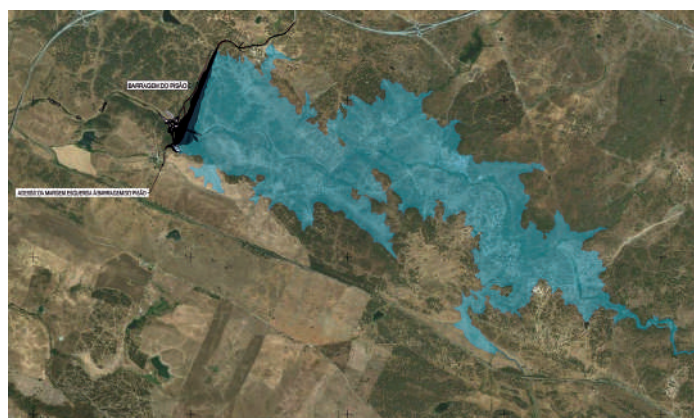


FIG. 2 Planta da albufeira. Reservoir's plan.

The spillway, water intake, and bottom outlet constitute the dam's reinforced concrete hydraulic safety structures. The solution adopted for the spillway consists of a reinforced concrete structure open channel located at the junction of the dam's left bank.

58

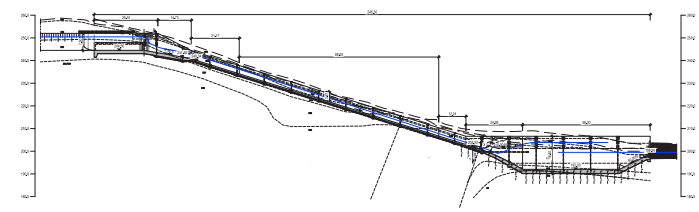


FIG. 3 Perfil Longitudinal do Descarregador de Cheias. Flood Spillway Longitudinal Profile.



FIG. 4 Modelo 3D da soleira descarregadora. Flood Spillway 3D Model.



FIG. 5 Modelo 3D da Torre de Tomada de água. Water Intake 3D Model.

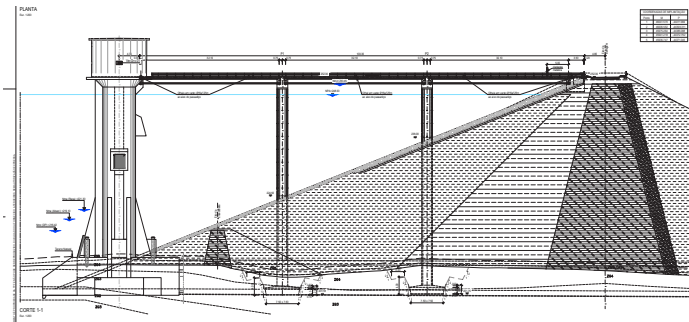


FIG. 6 Torre de Tomada de água e Passadiço de Acesso. Intake Structure and Access Walkway.

O canal de descarga, a jusante, apresenta um trecho convergente, com largura variável de 22,5 m a 12 m e 42 m de extensão, que materializa a transição para a secção corrente do canal, a que se segue um trecho divergente com perfil parabólico, com 37 m de extensão e largura variável de 12,00 m a 20,00 m.

Os muros do descarregador apresentam uma altura constante de 3,5 m ao longo da maior parte do desenvolvimento do canal, com exceção do trecho inicial, de altura variável e crescente em direção à soleira, e do trecho final, em que se faz a transição para os muros da bacia de dissipação.

A jusante da bacia de dissipação localiza-se o canal de restituição com saída à cota 198,50 e que conecta com o canal de restituição proveniente da descarga de fundo, caudais ecológicos e caudais turbinados na central hidroelétrica da barragem.

A tomada de água é constituída por uma torre de tomada em betão armado, com entradas a três níveis, por uma conduta DN1800 instalada sob o aterro da barragem no interior da galeria de desvio provisório, paralela à da descarga de fundo, e por ramificações a jusante para a estação elevatória para o Bloco de Rega do Crato, para a estação elevatória para abastecimento urbano, para a central hidroelétrica de pé de barragem e para o *bypass* à mesma central. As entradas da tomada de água, que se localizam a diferentes níveis ao longo do volume útil da albufeira, permitem que a captação de água se faça sempre nas melhores condições de qualidade.

O acesso à torre de tomada de água é materializado por um passadiço em betão, com três vãos, simplesmente apoiados, de 32,1 m de extensão entre eixos, e um tabuleiro constituído por vigas e pré-lajes pré-fabricadas e uma laje complementar em betão armado. A descarga de fundo da barragem é materializada tirando partido da galeria de desvio provisório do rio, que, no final da obra, se transforma numa galeria visitável, dentro da qual se encontram instaladas duas condutas DN1800 de PRFV, uma para a descarga de fundo e outra para a tomada de água.

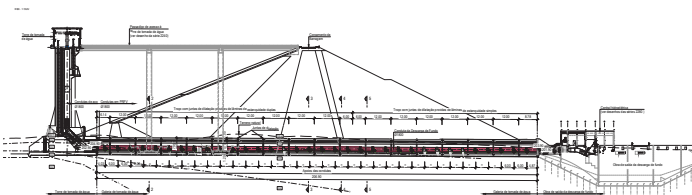


FIG. 7 Perfil Longitudinal da galeria de Tomada de água e Descarga de Fundo. Water Intake and Bottom Outlet longitudinal Profile.

A entrada da descarga de fundo encontra-se instalada na base da torre de tomada de água. A saída a jusante é equipada com uma comporta de segmento, para regulação de caudal, onde se localiza uma bacia de dissipação de energia com 79 m de comprimento e largura variável.

Os estudos foram desenvolvidos entre 2022 e 2023, e o contrato da empreitada de construção foi assinado em dezembro de 2024.

The spillway features a freestanding discharge weir with a reinforced concrete labyrinth profile, with a crest at level 248.00, corresponding to the reservoir's full storage level, and a nominal length of about 96 m.

The discharge channel, downstream, has a converging section, with a variable width from 22.5 m to 12 m and a length of 42 m, which creates the transition to the channel's main section, followed by a diverging section with a parabolic profile, 37 m long and varying in width from 12.00 m to 20.00 m.

The spillway's walls maintain a constant height of 3.5 m for most of the channel's length, except for the initial section, which has a variable height that increases towards the weir, and the final section, where the transition to the walls of the energy dissipation basin occurs.

Downstream of the energy dissipation basin is the restitution river channel, exiting at level 198.50 and connecting with the restitution river channel from the bottom outlet, ecological flows, and turbine flows at the dam's hydroelectric power station.

The water intake consists of a reinforced concrete intake tower with inlets at three levels, a DN1800 pipe installed under the dam embankment inside the temporary diversion gallery, parallel to the bottom outlet, and of downstream branches to the pumping station for the Crato Irrigation Block, to the pumping station for urban supply, to the toe-of-dam hydroelectric power station, and to the bypass of the same power station.

The water intake inlets, located at various levels along the reservoir's active storage volume, allow water to be collected under optimal quality conditions.

Access to the water intake tower is made through a concrete walkway with three simply supported spans, extending 32.1 m between axes, and a deck consisted of precast beams and pre-slabs, complemented by a reinforced concrete slab.

The dam's bottom outlet is materialized by means of the temporary river diversion gallery, which, at the end of the construction, is transformed into an accessible gallery, inside which two DN1800 GRP pipes are installed, one for the bottom outlet and another for the water intake.

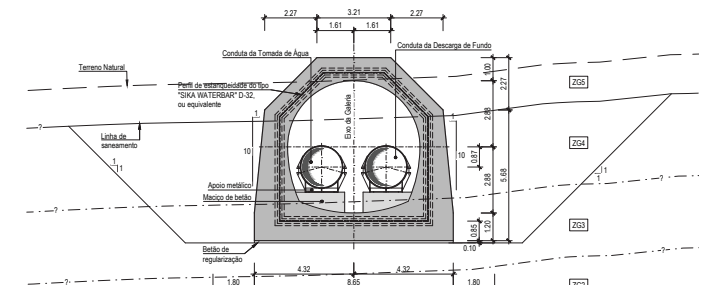


FIG. 8 Secção Transversal da galeria de Tomada de água e Descarga de Fundo. Water Intake and Bottom Outlet Gallery.

The bottom outlet entry is installed at the intake tower base. The downstream outlet is equipped with a segment gate for flow regulation, where a 79 m long and variable width energy dissipation basin is placed.

The studies were carried out between 2022 and 2023, and the construction contract was signed in December of 2024.

Estruturas Definitivas de Duas Estações para o Metro de Argel

Definitive Structures of Two Stations for the Algiers Metro

LOCALIZAÇÃO LOCATION Algiers, Algeria

CLIENTE CLIENT EMA (Maitre d'Ouvrage délégué pour le Ministère des Travaux Publics et Infrastructures de Bases)

AUTOR DO PROJETO DESIGNER Rui Fortes Monteiro, Miguel Boim, Pedro Cruz Mateus, Laura Seco, Mauro Guerreiro e Sérgio Henriques – TPF – Consultores de Engenharia e Arquitetura, S.A.

CONSTRUTOR CONTRACTOR COSIDER Travaux Publics

As estações de Beaulieu e Hacén Badi localizam-se no prolongamento E, no troço entre El Harrach e o Aeroporto Internacional de Argel.

A estação de Beaulieu tem uma extensão de 129 m, uma largura de 18 m e uma profundidade de aproximadamente 28 m. É composta por duas galerias simétricas, cada com cerca de 50 m e um poço central. Os acessos e as áreas técnicas desenvolvem-se perpendicularmente a partir do poço.

O piso ao nível dos acessos ao cais é constituído por duas soluções distintas, uma para os topos da galeria e a área do poço, os quais são compostos por uma laje nervurada com 17 m de vão, com espessura de 0,90 m na zona central, passando a variar linearmente junto aos apoios, com um máximo de 1,10 m. Na restante área da galeria, a solução estrutural é de laje vigada, com vigas a trabalhar nas duas direções principais, com altura máxima de 0,90 m e laje maciça com espessuras que variam entre os 0,30 m e os 0,40 m. Na área do poço central, os dois restantes níveis são em laje aligeirada com tubos em poliestireno expandido, ligada monoliticamente às paredes periféricas. Devido a condicionamentos do próprio local, esta área foi executada em *Top-Down*.

A construção da estação de Beaulieu teve início em março de 2019 e prevê-se que esteja concluída até ao final de julho de 2025.

The Beaulieu and Hacén Badi stations are in the E extension, in the section between El Harrach and Algiers International Airport. Beaulieu station is 129 m long, 18 m wide and approximately 28 m deep. It consists of two symmetrical galleries, each with nearly 50 m long, and a central shaft. The accesses and technical areas are developed perpendicularly from the shaft.

The floor at the level of the access to the quay consists of two distinct solutions, one for the tops of the gallery and the shaft area, which are composed of a ribbed slab with 17 m span and thicknesses of 0.90 m in the center and varies linearly close to the supports, reaching a maximum of 1.10 m. In the remaining area of the gallery, the structural solution is a beamed slab, with beams working in both main directions, with a maximum height of 0.90 m and a massive slab with thicknesses that vary between 0.30 m and 0.40 m.

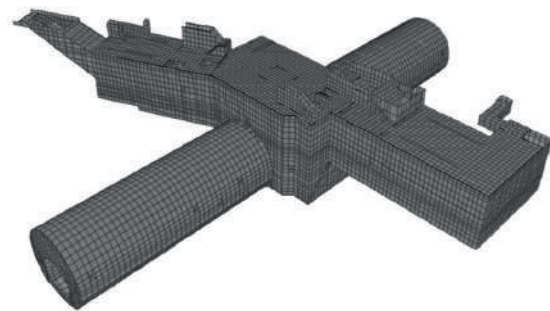


FIG. 1 Estação de Beaulieu – Modelo de análise estrutural 3D. Beaulieu Station – Structural analysis 3D model.



FIG. 2 Estação de Beaulieu – Vista do cais. Beaulieu Station – Quay view.

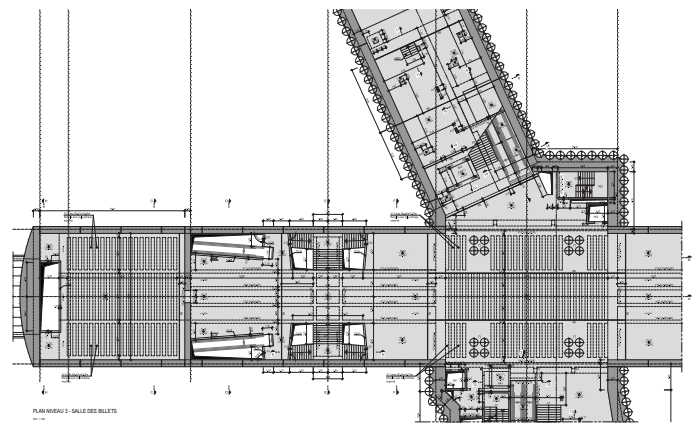


FIG. 3 Estação de Beaulieu – Planta estrutural de acesso ao cais. Beaulieu Station – Structural plan of the access to the quay.

A estação de Hacen Badi tem uma extensão de 131 m, uma largura de 22 m e uma profundidade de aproximadamente 39 m. É composta por uma galeria central com um comprimento de 56 m e dois poços, um em cada topo, com uma altura total de cerca de 38 m.

A estrutura do piso ao nível do acesso ao cais, tem duas soluções distintas: na área dos poços, a laje vence um vão de aproximadamente 21 m, é aligeirada com blocos em poliestireno expandido, com espessura total de 0,70 m. A área da galeria tem uma estrutura mista, composta por perfis metálicos HEB700 dispostos em duas direções ortogonais, com vão máximo de 17,2 m, e laje que funciona como lâmina de compressão, com 0,15 m de espessura. A ligação entre o banzo dos perfis e a camada de betão é materializada através de conetores.

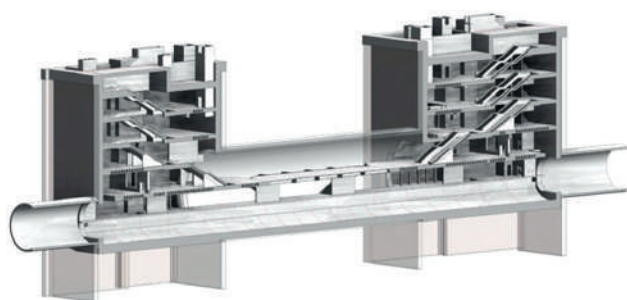


FIG. 4 Estação de Hacen Badi – Vista 3D da estrutura definitiva. **Hacen Badi Station – 3D view of the definitive structure.**

Na área dos poços, os restantes níveis têm uma solução estrutural semelhante, com laje aligeirada com blocos em poliestireno expandido, ligada monoliticamente às paredes periféricas. Os trabalhos de construção da estação Hacen Badi decorreram entre dezembro de 2018 e dezembro de 2024.

Nas duas estações, o dimensionamento das estruturas foi condicionado pela localização das obras, com edifícios situados na vizinhança, ocasionando acréscimo significativo no impulso do solo, e também pela presença de níveis freáticos a cotas elevadas. Relativamente à ação sísmica, Argel localiza-se numa zona de sismicidade muito elevada, pelo que esta ação se tornou condicionante no dimensionamento. A análise sísmica foi efetuada considerando a interação solo-estrutura, impondo deslocamentos variáveis em profundidade ao modelo de elementos finitos, de acordo com os resultados dos estudos geológico-geotécnicos efetuados.



FIG. 5 Estação de Hacen Badi – Vista do poço lateral. **Hacen Badi Station – Lateral shaft view**

In the central shaft area, the remaining two levels are with voided slab with expanded polystyrene tubes, monolithically connected to the peripheral walls. Due to the constraints of the location itself, this area was executed in Top-Down.

The construction of the Beaulieu station began in March of 2019 and is expected to be completed by the end of July of 2025.

Hacen Badi station is 131 m long, 22 m wide and approximately 39 m deep. It consists of a central gallery with a length of 56 m and two shafts, one on each top, with a total height of nearly 38 m.

The floor structure at the level of the access to the quay has two different solutions: in the shaft area, the slab span is approximately 21 m, is voided with blocks in expanded polystyrene, with a total thickness of 0.70 m. The gallery area has a mixed structure, composed of HEB700 metal profiles arranged in two orthogonal directions, with a maximum span of 17.2 m, and a slab that acts as a compression blade, 0.15 m thick. The connection between the flange of the profiles and the concrete layer is materialized through connectors.

In the shaft area, the remaining levels have a similar structural solution, with a voided slab with expanded polystyrene blocks, monolithically connected to the peripheral walls.

Hacen Badi station construction works took place between December of 2018 and December of 2024.

In both stations, the structural design was conditioned by the works location, with buildings situated nearby, causing significant increase at the ground pressure, and also by the presence of water table at high level.

Regarding seismic action, Algiers is in an area of very high seismicity, therefore this action became conditioning in the design. The seismic analysis was carried out considering the soil-structure interaction, imposing variable displacements in depth in the finite elements model, according to the results of the geological-geotechnical studies.

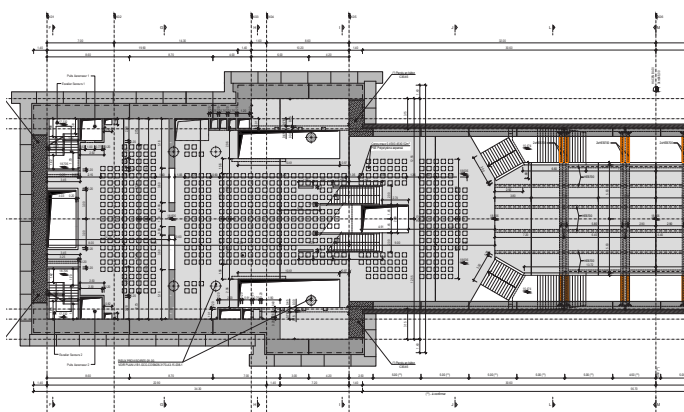
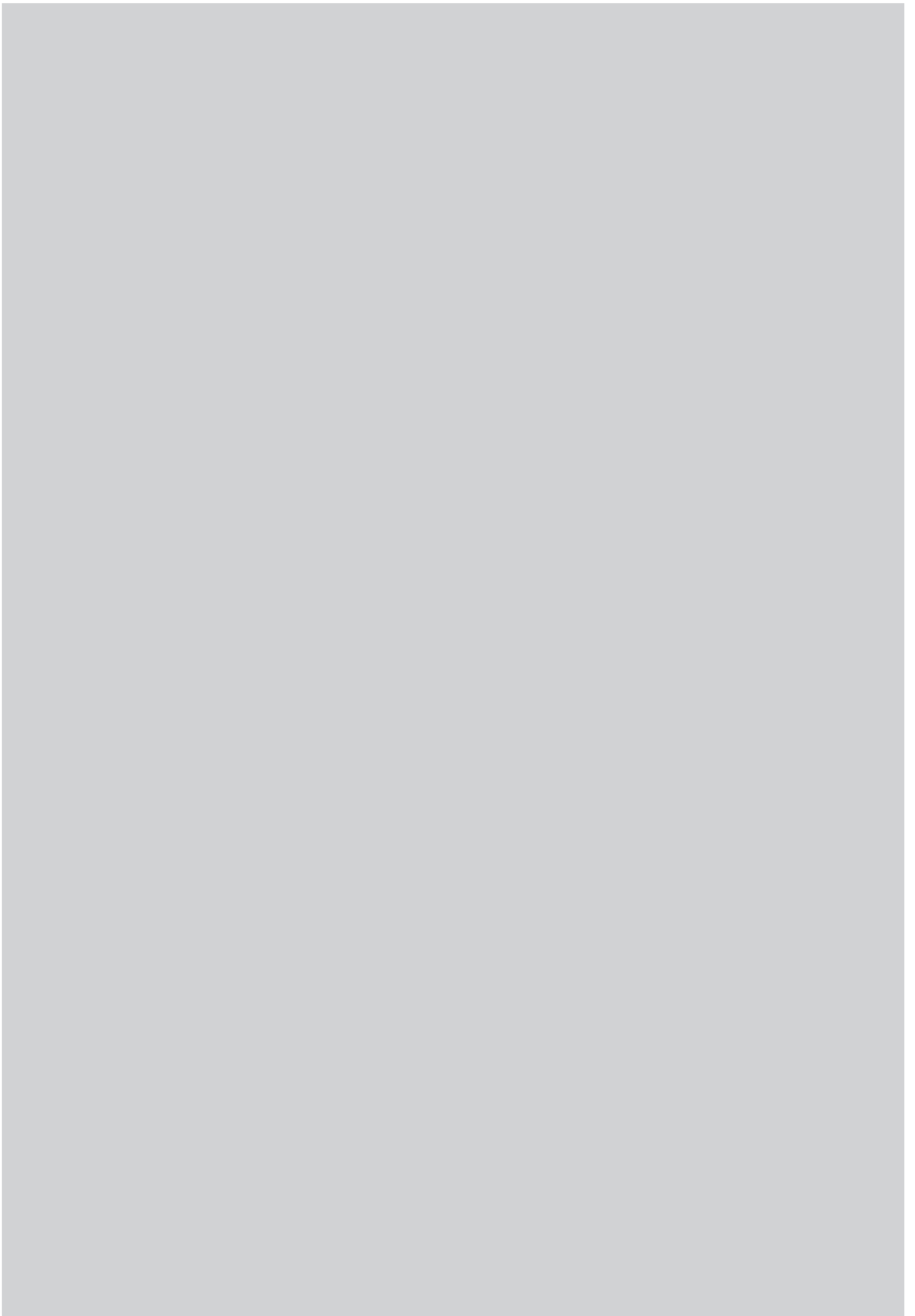


FIG. 6 Estação de Hacen Badi – Planta estrutural de acesso ao cais. **Hacen Badi Station – Structural plan of the access to the quay.**



FIG. 7 Estação de Hacen Badi – Vista da galeria. **Hacen Badi Station – Gallery view.**





GPBE

fib Portugal

www.gpbe.pt

Estruturas de Betão em Portugal

Concrete Structures
in Portugal

Obras Works

2021-2025