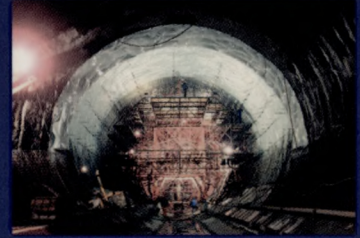
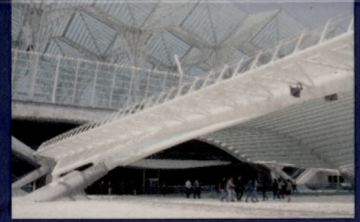


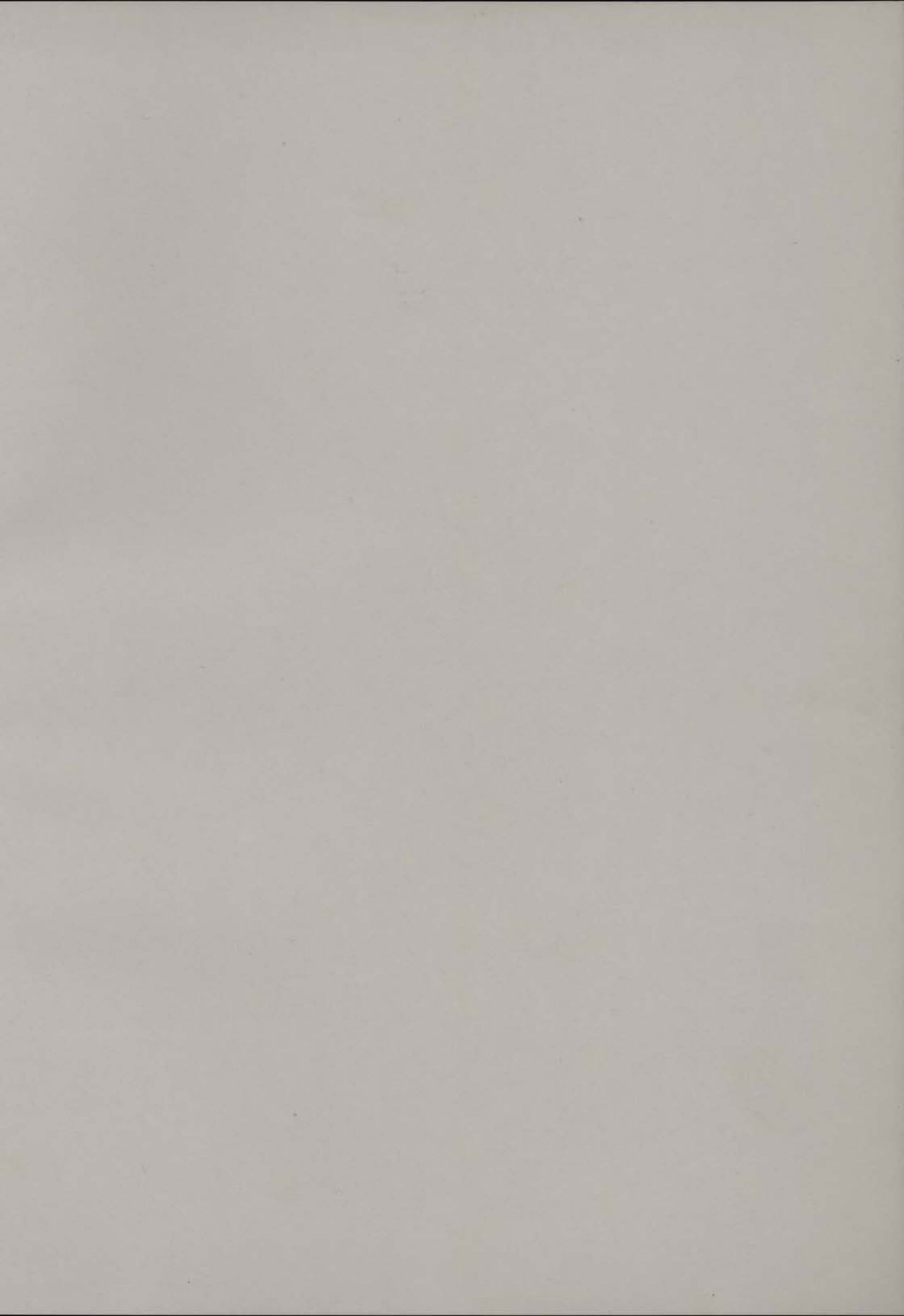
desafios de **engenharia** em **Portugal**

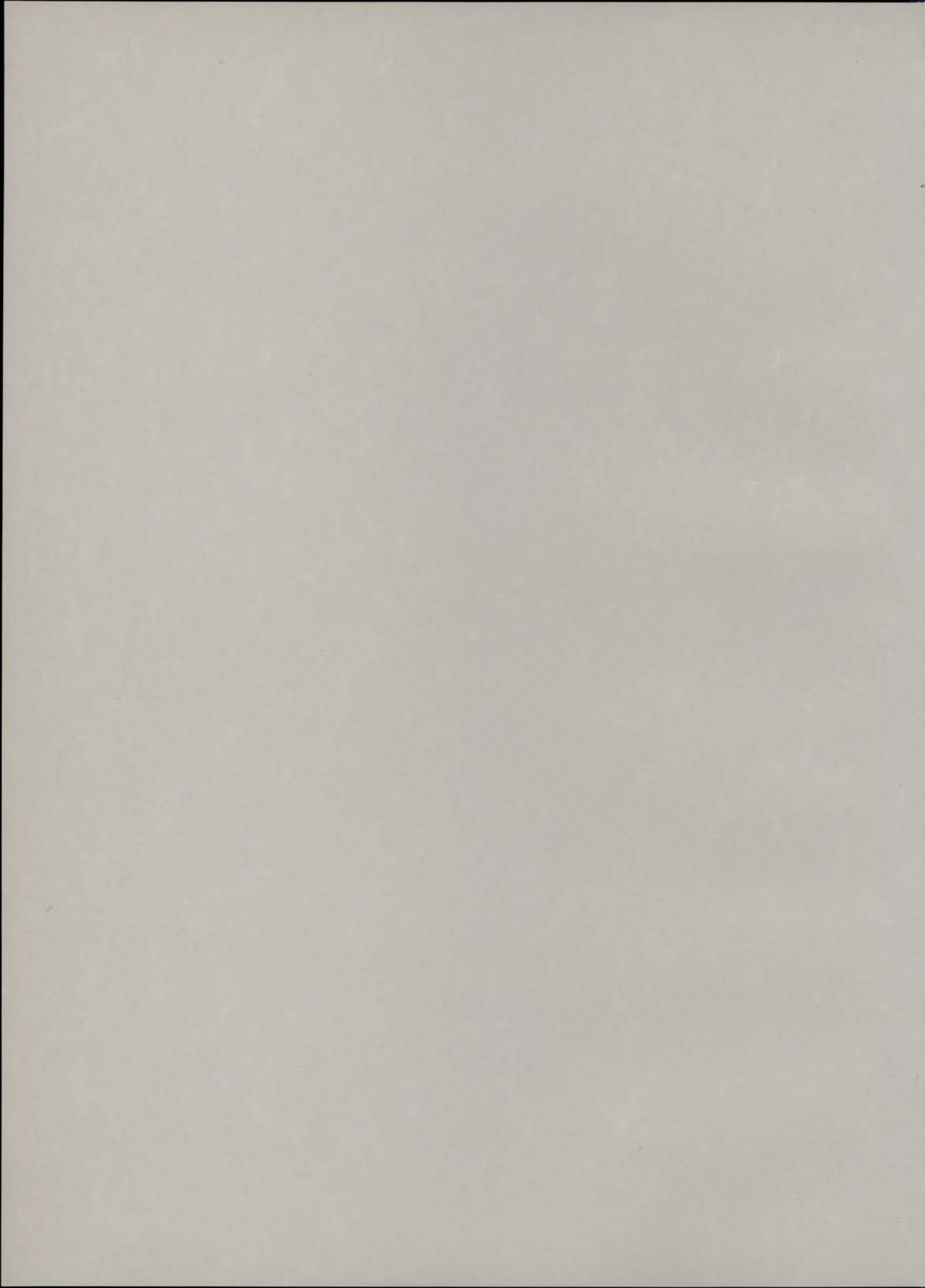
THE CHALLENGES OF ENGINEERING IN PORTUGAL



ODEBRECHT

BENTO PEDROSO CONSTRUÇÕES, S.A.





Bento Pedroso Construções, S. A.

desafios de
engenharia em
Portugal

THE CHALLENGES OF ENGINEERING IN PORTUGAL



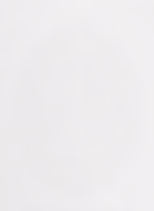
Imprensa da
Universidade de Coimbra



FEUP edições

Journal of Agricultural Engineering

Journal of Agricultural Engineering



1950

desafios de
engenharia em
Portugal

THE CHALLENGES OF ENGINEERING IN PORTUGAL

Odebrecht S. A.

Outubro de 2003

Copyright, 2003 by Odebrecht S. A.
Todos os direitos reservados All rights reserved - www.odebrecht.com

CO-EDIÇÃO CO-PUBLISHED BY
Imprensa da Universidade de Coimbra Coimbra University Press
Editora da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto University School of Engineering Press

COORDENAÇÃO EDITORIAL MANAGING EDITORS

Aristeu Souza
Annie Castro Coelho

TRADUÇÃO TRANSLATION BY

Five-Star IC

REVISÃO DE TEXTOS COPY-EDITING

Eduarda Pinto Basto (português / portuguese)
H. Sabrina Gledhill (inglês / english)

CAPA E ARRANJO GRÁFICO COVER AND GRAPHIC DESIGN

Karyn Mathuiy

DESENHO TÉCNICO COMPUTER LAYOUT

Alexandra de Farias Marques

FOTOGRAFIAS PHOTOGRAPHS BY

Arte Fotográfica, Lda.

Duvídeo

Francisco Leite Pinto

HC, Estúdio Homem Cardoso

João Candeias Marques

João Costa - Fotografia e Efeitos Especiais, Lda.

Os Magos da Imagem ACE

Pedro Salgado

Rosa Reis

Sonimage - Produtores de Som e Imagem, Lda.

PRÉ-IMPRESSÃO PRE-PRINTING

Renart Fotolito

IMPRESSÃO E ACABAMENTO PRINTING AND FINISHING

Gráfica Minister

House Print Encadernação (Casa do Livro)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

D484

Bento Pedroso Construções, S. A.

Desafios de Engenharia em Portugal - The Challenges of Engineering in Portugal
/ Bento Pedroso Construções, S. A. - Rio de Janeiro : Odebrecht, 2003.

il. 404p.; 21,0 x 28,0 cm.

Texto em português com tradução paralela em inglês

Anexos

Inclui bibliografia

ISBN 85-88534-02-9

1. Engenharia Civil - Portugal
 2. Portugal - Obras públicas
 3. Engenharia - Estudo e ensino - Portugal.
- I. Bento Pedroso Construções, S. A.
II. Odebrecht S. A.

03-1925.

CDD 624.09469

CDU 624 (469)

Apresentação

Foreword

*Não se aprende, Senhor, na fantasia, sonhando,
imaginando ou estudando, senão vendo,
tratando e pelejando.*

Canto X, estrofe 153,
Camões, Os Lusíadas

*We do not learn, Lord, through fantasy, dreaming,
imagining or studying, but through seeing,
confronting and grappling.*

Canto X, verse 153,
Camões, The Lusíads

Há exatamente cinquenta anos José Bento Pedroso e seus filhos Manuel e José Luís Pedroso iniciavam as atividades da **Bento Pedroso Construções**.

Dos primeiros serviços de terraplenagem até a participação em obras emblemáticas, dentro e fora de Portugal, foram colecionadas sucessivas conquistas e realizações. Em 1988, a **Bento Pedroso** se integrou à **Organização Odebrecht**, reafirmando o propósito comum de **satisfação dos Clientes** e de **contribuição com a sociedade portuguesa**.

Ao longo desses anos, as **Universidades de Coimbra, do Porto** e o **Instituto Superior Técnico de Lisboa** têm sido nossos Parceiros no processo contínuo de identificação e seleção de jovens Engenheiros que se tornaram Empresários-Parceiros e Líderes da Bento Pedroso e da Odebrecht.

Unindo-nos a estas Universidades, celebramos o meio século de existência da Bento Pedroso – como demonstração de respeito a sua memória, decorrente da **Crença** de que as realizações do **Passado** servem para fecundar o **Presente** e criar as **bases** para a construção do **Futuro** –, lançando este livro, na certeza de que estaremos contribuindo para a formação de novas Gerações de Empresários, para que possam, mediante a **prática** da **Delegação planejada**, assumir progressivamente a **Liderança** dos Negócios da Empresa.

It was precisely fifty years ago that José Bento Pedroso and his sons Manuel Pedroso and José Luís Pedroso began the operations of **Bento Pedroso Construções**.

From its first earthmoving services to its participation in landmark projects in and outside of Portugal, the contractor has garnered successive victories and accomplishments. In 1988, **Bento Pedroso** became part of the **Odebrecht Group**, reaffirming our common aim of **satisfying Clients** and **contributing to Portuguese Society**.

All these years, the **Universities of Coimbra and Porto** and the **High Technical Institute of Lisbon** have been our Partners in the ongoing process of identifying and selecting young engineers who have become the Entrepreneur-Partners and Leaders of Bento Pedroso and Odebrecht.

Looking confidently toward the Future, we have joined forces with these universities to mark Bento Pedroso's half-century of existence with this book as a show of respect for its corporate memory. This reflects our Belief that Past achievements fructify the Present and lay the **foundations** for building the Future. We are confident that this book will help educate new generations of entrepreneurs so they can progressively take the Helm of the Company's Businesses through the **practice** of **planned Delegation**.

Este livro é o resultado da **integração** das Engenharias Acadêmica e Empresarial ao serviço da **formação** dos futuros Engenheiros portugueses. Aqui estão destacados alguns dos desafios vencidos em obras de grande relevância em Portugal, com o suporte das referências técnicas e científicas da Academia.

Desafios de Engenharia em Portugal poderá ser utilizado como um livro de referência prática nos diversos estágios do processo de **educação, treinamento e formação** dos Estudantes de Engenharia.

Na **Era do Conhecimento**, em uma sociedade suportada por laços de **confiança**, o imperativo deve ser o de **Servir, cada vez mais e melhor**. As atuais e futuras Gerações têm o contínuo **desafio** de reinventarem-se enquanto **Servem**.

Na dinâmica global, o vector da realização passa necessariamente pela contribuição e pelo exercício de criar ambientes propícios à **produtividade** e à geração de **Resultados intangíveis e tangíveis**, nessa ordem, haja vista que a **riqueza moral** é a base sobre a qual se cria a **riqueza material**.

Não há mais espaço para aqueles que se prendem unicamente a cargos, a posições hierárquicas nas Organizações, simplesmente porque **a hierarquia está no Cliente**. O "cargo" é dispensável enquanto o "encargo" é **fundamental**. O Jovem que pretende ingressar na **vida produtiva** de forma diferenciada deverá, à luz da sua consciência, definir quais as **habilidades, competências e conhecimentos** que **fazem diferença** e a forma que irá **interagir e comunicar-se** com **todos** os que o cercam, num processo contínuo de **influenciar** e ser **influenciado**. As modernas Organizações, voltadas para a satisfação dos seus Clientes e para a geração de Resultados, não podem prescindir de Profissionais com este Perfil.

É a este Jovem que dedicamos este livro, confiando que ele saberá **ver, tratar e pelejar** de forma a tornar-se **senhor do seu destino, empresário dos seus conhecimentos**, apto a contribuir

Engineering Challenges in Portugal resulted from the **integration** of academic and entrepreneurial engineering in the service of **grooming** future Portuguese engineers. It spotlights some of the challenges surmounted when building major projects in Portugal, grounded on technical and scientific references from academia. This book can be used as a practical reference at all stages of the process of **educating, training and grooming** Students of Engineering.

In the **Age of Knowledge**, and in a society based on the bonds of **trust**, the imperative must be to render **more and better Service**. The present and future Generations face the constant **challenge** of reinventing themselves while Serving others.

In the global dynamic of entrepreneurship, the path of achievement is traveled by contributing to the practice of creating favorable environments for **productivity** and the production of **intangible and tangible Results**, in that order, because **moral wealth** is the basis for creating **material wealth**.

There is no place for people who cling to their Posts in the business hierarchies, because the **Client is the top of the hierarchy**. "Posts" are insignificant; "responsibility" is **key**. To get off to an outstanding start in the **productive life**, Young People must use their awareness to identify the **skills, competencies and knowledge** that **make the difference** and determine how they should **interact and communicate** with everyone around them in the ongoing process of **influencing and being influenced**. Such Professionals are the lifeblood of modern organizations that concentrate on satisfying their Clients and getting Results.

This book is dedicated to these Young People in the hope that, through **seeing, confronting and grappling**, they can become **masters of their destiny and entrepreneurs of their knowledge** who can help build a Society based on **ethical values**. While energizing **human, social, productive and environmental capital**, they will be forging their

para a construção de uma Sociedade calcada em **valores éticos**, potencializando os **capitais humano, social, produtivo e ambiental**, forjando sua realidade futura enquanto **desenvolve a si mesmo** e contribui para o **autodesenvolvimento de outros Seres Humanos**.

Jovem ao qual devemos proporcionar a oportunidade de desenvolver-se como **empresário, dono de suas habilidades, competência e conhecimentos** e, portanto, **dono de seu próprio destino**.

É preciso ficar claro que cabe ao **Técnico** transformar as coisas; ao **Empresário**, na qualidade de **Líder Educador**, cabe o **desafio de formar novos e melhores Empresários**, que venham a manter sua Organização no **rumo do desenvolvimento sustentável**, por meio da contínua criação e recriação do **Cliente satisfeito e encantado**.

A respeito, cabe aqui citar Célestin Freinet, a quem se deve o descortino de uma nova pedagogia, segundo a qual a **teoria** e a **prática** devem caminhar sempre **juntas**, com a primeira a serviço da segunda:

Nada é tão exaltante como um canteiro de obras, sobretudo se nele se constroem os Homens.

A **Missão** da **Bento Pedroso** e da **Odebrecht**, como Prestadoras de Serviço, é **Servir ao Cliente**, tendo como **foco** o seu desenvolvimento e apoiando seu **Crescimento Sustentável**, dentro da **DISCIPLINA** que é a **base** sobre a qual se **constrói o RESPEITO** e se **aprofunda a CONFIANÇA**.

A **lealdade ao Cliente**, aos **Acionistas**, aos que **Servem** e à **Comunidade** onde atuamos, dentro de **Princípios, Conceitos e Critérios** praticados no dia-a-dia, é a nossa **Cultura de Confiança**, é a nossa **MARCA**, é o **nosso Espírito**.

Lisboa, 30 de Outubro de 2003

Norberto Odebrecht

Presidente de Honra da Organização Odebrecht

Presidente do Conselho de Curadores da Fundação Odebrecht

future realities and **developing themselves** as they contribute to **other People's self-development**.

We must give these Young People the opportunity to develop themselves as **entrepreneurs** who have **mastered their own skills, competencies and knowledge** and are therefore the **masters of their own destiny**.

It must be made clear that **Technicians** change things, while **Entrepreneurs** are also **Leaders** and **Educators** who are responsible for the **challenge of grooming new and better Entrepreneurs** who can keep the Organization on the **path of sustainable development** by creating and recreating **satisfied and delighted Clients**.

In this regard, it would be appropriate to quote Célestin Freinet, who unveiled a new pedagogy that teaches us that **theory** and **practice** must always go **hand in hand**, with the former at the latter's service:

There is nothing as thrilling as a construction site, especially if that is where Men are built.

As Service Providers, **Bento Pedroso's** and **Odebrecht's Mission** is to **Serve** their **Clients** while **focusing** on their development and supporting their **Sustainable Growth** through the **DISCIPLINE** that is the **basis** on which **RESPECT** is **built** and **TRUST** is **deepened**.

Loyalty to our **Clients**, **Shareholders**, the **People who Serve** them and the **Community** where we work, within the **Principles, Concepts** and **Standards** applied on a daily basis is our **Culture of Trust**. This is our **BRAND**. This is our **spirit**.

Lisbon, October 30, 2003

Norberto Odebrecht

Honorary Chairman of the Odebrecht Group

Chairman of the Odebrecht Foundation

**Prefácios dos
Reitores das Universidades**

University Presidents' Prefaces



A tradição de séculos da engenharia militar portuguesa teve continuidade na que, face a um progressivo redireccionar dos primitivos objectivos, se designou por "engenharia civil", com especial desenvolvimento quando tinha já decorrido um longo curso temporal do século XIX. A actividade das academias politécnicas na formação de engenheiros, transferida, já em pleno século XX, para o Instituto Superior Técnico, em Lisboa, e para a Faculdade de Engenharia (primitivamente, Faculdade Técnica), na Universidade do Porto, foi complementada, no início da década de 70, com a atribuição das licenciaturas em engenharia à Universidade de Coimbra e, posteriormente, na sua extensão a outras universidades do País e, mais recentemente, aos institutos politécnicos, dando origem ao alargadíssimo leque de ofertas de formações em engenharia presentemente existentes em Portugal.

A ligação universidade-empresa é hoje um tema muito debatido, com a procura de soluções de aproximação que se pretendem inovadoras e potenciadoras de um trabalho conjunto mais profícuo e eficaz. Será, pois, interessante recordar o papel pioneiro que os professores de engenharia civil desempenharam, e ainda desempenham (se bem que nem sempre com o devido reconhecimento pelos seus pares (neste domínio. Habituei-me a que os alunos de engenharia civil, sem pretenderem afastar-se do rigor científico possível na resolução dos problemas, apreciassem especialmente a vivência profissional que os seus professores lhes transmitiam. Conheci extraordinários exemplos de dedicação à

Portugal's centuries-old tradition of military engineering left a legacy that, given the gradual redirection of its original aims, became known as "civil engineering," and particularly flourished in the late nineteenth century. The work of polytechnics in the education of engineers, transferred in the twentieth century to the High Technical Institute at Lisbon and the Porto University School of Engineering (formerly the Technical College), was supplemented in the early 1970s by Coimbra University's undergraduate course in engineering. Then other Portuguese universities, and more recently polytechnic institutes began offering such courses, generating the extremely broad range of engineering courses presently available in Portugal.

Today, the connection between academia and business is a highly discussed topic, as we seek to establish closer relations that are both innovative and energizing in order to ensure that our joint efforts are more productive and effective. Therefore, it is interesting to recall the pioneering role of civil engineering lecturers in this field in the past and present - although their peers do not always give them their due. I have become accustomed to seeing civil engineering students show particular appreciation for the professional experience their teachers share with them, without shirking all possible scientific rigor in problem solving. I have seen extraordinary examples of dedication to the university from teachers who simultaneously engage in intense professional activities that are both competent and rewarded with the greatest

universidade por parte de mestres capazes de, em simultâneo, exercerem uma actividade profissional intensa, exigente, competente e premiada com os maiores êxitos. Tem-se revelado este um extraordinário meio de ligação da universidade às realizações práticas, seja em gabinetes de projectos, seja na colaboração com empresas, nomeadamente no domínio da construção civil. Apenas se pede que o professor seja, acima de tudo, professor, e não se prenda excessivamente à actividade no exterior para não prejudicar a sua intervenção como universitário, a qual compreende o proporcionar da aprendizagem aos estudantes e as indispensáveis parcelas de inovação e investigação.

Deve reconhecer-se que a engenharia civil atingiu em Portugal, em meados do século que há pouco terminou, níveis comparativamente mais avançados relativamente aos que outros sectores foram conseguindo, facto que, no entanto, hoje se torna menos notório pelo desenvolvimento que, felizmente, algumas áreas, nomeadamente tecnológicas, estão a ser capazes de alcançar. Não é, pois, de estranhar que as empresas de construção civil tenham atingido dimensões consideráveis e se tenham habilitado a concorrer, nos campos nacional e internacional, à realização de empreendimentos de envergadura.

Com estas breves considerações, pretende-se saudar a iniciativa de Odebrecht - Bento Pedroso Construções, S. A., agora materializada na publicação deste livro, *Desafios da Engenharia em Portugal*, que procura associar a experiência da prática empresarial aos conceitos mais marcadamente académicos, dando origem a uma obra abrangente que se espera seja útil à formação dos futuros engenheiros.

José Novais Barbosa
Reitor da Universidade do Porto

success. This has proven to be an extraordinary means of connecting academia with practical achievements, whether at design firms or in partnerships with businesses, particularly in the field of civil construction. All we ask is that teachers remain, above all, teachers, without becoming excessively focused on activities abroad so as not to interfere with their work as faculty members, which includes giving instruction and indispensable shares of innovation and research to their students.

It must be recognized that in the middle of the past century, Portugal's civil engineering reached advanced levels of development compared with other sectors. (This fact has fortunately been eclipsed by the development being achieved in other areas - particularly technological fields.) It is therefore no surprise that Portuguese civil engineering companies have grown considerably and are qualified to vie for major projects at the national and international levels.

These brief reflections are intended to commend this initiative by Odebrecht Odebrecht - Bento Pedroso Construções, S. A., which has taken the form of a book. *Engineering Challenges in Portugal* seeks to combine the practical experience of the business world with more academic concepts, thereby engendering a wide-ranging work that we hope will be useful in the education of future engineers.

José Novais Barbosa
President of Porto University



É significativa esta opção da Bento Pedroso Construções, a de fazer ouvir, como prelúdio de mais uma iniciativa editorial de grande mérito virada para a prática da engenharia em Portugal, a voz de três universidades portuguesas que cultivam, produzem e transmitem saberes nas áreas das ciências e das tecnologias, com as quais soube estabelecer, e tem sabido manter e reforçar laços de estreita e proveitosa colaboração: apoio a actividades de ensino e investigação, realização de estágios profissionais, contratação de recém-licenciados, etc.

Significativa e louvável, num país onde várias centenas de cursos e de diplomas de engenharia, leccionados e atribuídos por várias dezenas de instituições com graus de exigência tão diversos, a lucidez de saber ver claro no meio da confusão e de não condescender com a falta de qualidade ou de exigência. Quando é a saúde e o prestígio de uma empresa que está em causa e eles dependem da competência profissional dos técnicos que ela emprega, a opção da Bento Pedroso Construções pelas (e por estas) universidades é plena de significado.

Curiosa coincidência, ou apenas sinal de tempos em que as opções estratégicas das instituições universitárias devem decidir-se num contexto de grande pragmatismo, os reitores das três universidades envolvidas numa estreita colaboração com a Bento Pedroso Construções (Universidade do Porto, Universidade Técnica de Lisboa e Universidade de Coimbra) são, eles próprios, engenheiros.

Tenho para mim que, no actual estado de desenvolvimento do País, da capacidade de ligação e de

It was a very significant gesture for Bento Pedroso Construções to ask three Portuguese universities to write forewords for this special publication of great merit devoted to the practice of engineering in Portugal. These three universities play an important role in cultivating, producing and promoting science and technology, establishing strong ties and mutually beneficial cooperation: support for research and investigation, professional internships, the hiring of recent graduates, etc.

This initiative is, indeed, significant and admirable in a country where hundreds of courses are taught and hundreds of engineering diplomas are awarded every year by several institutions with varying requirements. It reflects a truly commendable ability to see clearly amid chaos, and show no tolerance for a lack of quality and standards. Because a company's well being and reputation depend on the professional competence of its technicians, the fact that Bento Pedroso Construções gives preference to these universities' graduates is highly meaningful.

It is a strange coincidence, or possibly a sign of the times, when academia's strategic decisions are made with great pragmatism, that the presidents of Porto, Technical University of Lisbon and Coimbra, the three universities engaged in close cooperation with Bento Pedroso Construções, are engineers themselves.

It is my understanding that in the current state of Portugal's development, partnerships and agreements between academia and business are key to

entendimento entre a universidade e as empresas depende, em boa medida, o êxito de uma estratégia económica ganhadora, assente na inovação e na qualidade, na capacidade de criação de novos produtos, capazes de impor o nome e a marca de Portugal num mundo cada vez mais globalizado e concorrencial. Da qualidade dos nossos recursos humanos, nomeadamente técnicos, depende, por outro lado, a capacidade de atrair investimentos estrangeiros significativos. Num e noutro caso, o objectivo é o de equilibrar a nossa balança de pagamentos, enfrentar a competitividade do mercado internacional, criar riqueza e, portanto, aumentar a qualidade de vida dos cidadãos. Num e noutro campo, o papel e a acção da universidade são insubstituíveis.

Nesta estratégia de ligação da universidade ao exterior e, muito em particular, ao mundo empresarial, de desenvolvimento de um novo espírito empreendedor, de criação de *spin-offs* industriais, de incubação e consolidação de novas empresas, desempenham já um papel essencial o nosso Instituto Pedro Nunes e os pólos tecnológicos que temos em formação, dos quais não poderei deixar de referir o Tecnopólo de Coimbra. O IPN tem actualmente 20 empresas em incubação, e o número de novos projectos candidatos tornam urgente o alargamento a uma nova unidade, que mais do que duplicará a capacidade instalada.

A Universidade de Coimbra, directamente ou através de uma das suas 45 unidades de investigação, regularmente avaliadas pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, onde se integram mais de 1600 investigadores, tem hoje contratos de investigação científica e de prestação de serviços especializados com cerca de 1200 instituições, públicas e privadas, centenas de empresas, pequenas, médias, grandes, nacionais e estrangeiras, 230 municípios, dezenas de hospitais, dezenas de tribunais, dezenas de escolas de todos os graus de ensino.

É esta casa de investigação e ensino, onde entram por ano mais de 600 novos estudantes de engenharia e de onde saem em média, em igual

the success a winning economic strategy based on innovation and quality, and the ability to create new products that can make Portugal's name and brand known and respected in an increasingly globalized and competitive world. However, the quality of our human resources, particularly our skilled workforce, depends on our ability to attract significant foreign investments. In both cases, the objective is to prop up our balance of payments, compete in international markets, create wealth and improve the quality of life of our citizens. In each of these areas, the role and undertakings of academia are unparalleled.

In accordance with this strategy of connecting academia with the world, particularly with the international business world, the development of a new enterprising spirit, the creation of industry spin-offs, and the incubation and consolidation of new companies, our Pedro Nunes Institute and technological centres under development, including the Coimbra Techno Complex, all play a vital role. The Pedro Nunes Institute is presently incubating 20 companies, and due to the number of potential projects, the construction of a new unit is urgently needed in order to double its installed capacity.

Directly or through 45 research units, regularly evaluated by the Science and Technology Foundation, with more than 1,600 researchers, Coimbra University has scientific research and specialised consulting service contracts with 1,200 private and public institutes and hundreds of small, medium and large national and international companies, 230 municipalities, and dozens of hospitals, law courts, and schools at all educational levels.

This research and teaching institute admits 600 new engineering students and graduates 400 new engineers each year, all of whom are trained to embrace and surpass new challenges. The institute is proud to participate in this initiative and to help make our engineering a source of national pride and an instrument at the service of Portugal and the quality of our citizens' lives.

período, cerca de 400 novos engenheiros, habituada pela couça do tempo a aceitar desafios e a vencê-los, que se orgulha de participar nesta iniciativa e de contribuir para fazer da nossa engenharia um motivo de orgulho nacional e uma ferramenta ao serviço do desenvolvimento do País e da qualidade de vida dos seus cidadãos.

Felicito os autores e editores da obra e estou certo de que ela vai poder concretizar as elevadas expectativas que soube criar.

Fernando Seabra Santos

Reitor da Universidade de Coimbra

I congratulate the authors and publishers of this book, and I am sure that it will fulfil the high standard of quality we have been led to expect.

Fernando Seabra Santos

President of Coimbra University



A firma Bento Pedroso Construções decidiu comemorar os 50 anos da sua fundação e os 15 da sua integração na Organização Odebrecht, publicando um livro susceptível de ser utilizado em apoio a diversas disciplinas do curso de Engenharia Civil.

Ao conferir-lhe características didácticas e técnicas, aliando referências empresariais e académicas, procura com esta publicação contribuir para uma aproximação efectiva entre os conceitos científicos e as questões práticas que os problemas reais põem aos engenheiros.

Recorre para o efeito à análise de casos concretos relacionados com obras de grande envergadura a que a firma esteve ligada, o que constitui uma opção coerente com os objectivos que se propõe atingir.

Trata-se de uma iniciativa louvável susceptível de fornecer aos estudantes informações relevantes para a sua formação global.

Por outro lado, é também uma contribuição significativa para o processo de interacção universidade-empresa, de que tantos falam mas para a qual poucos se predispõem a dar os passos essenciais à sua consolidação.

A Universidade tem como missão fundamental formar jovens, dotando-os não só de conhecimentos sólidos, mas também desenvolver-lhes a flexibilidade do raciocínio, estimular-lhes a motivação individual e as capacidades de análise crítica, de empreendimento e de pesquisa, sem descuidar a sua preparação para o exercício activo da cidadania.

Para alcançar este desiderato, o ensino universitário encontra fundamento numa aprendizagem enquadrada num ambiente de investigação em que esta última constitui missão indissociável da sua própria razão de ser.

Bento Pedroso Construções has decided to celebrate its 50th birthday and the 15th anniversary of its integration into the Odebrecht Group with the publication of a textbook to be used as a reference in several courses of the Civil Engineering program.

The book has both technical and educational characteristics, uniting industry and academia. Its purpose is to bridge the gap between scientific concepts and the real problems faced by engineers. It illustrates real-life cases involving highly complex construction projects developed by the company, thereby coherently achieving its aims.

This is an admirable initiative to provide students with relevant information for their overall education. It is also a significant contribution toward the union of academia and business, a concept that is widely discussed but rarely put into practice.

The university's fundamental mission is to educate the younger generations, providing them with sound knowledge and a flexible thought process, stimulating individual motivation and the abilities for critical analysis research and development, while maintaining ethical values.

To achieve this goal, the university provides an education within a research environment, which is another fundamental mission of academia.

Within this context, basic sciences and theoretical aspects are important, but developing solutions to practical problems is also a priority for students' education.

This will help prepare students for the advancement of knowledge and its practical applications.

Se é certo que, neste contexto, é imprescindível atribuir um peso importante à formação nas ciências básicas e nos aspectos teóricos, não é menos verdade que a abordagem das questões concretas da vida profissional tem de ocupar um espaço significativo na formação dos estudantes.

Ficarão, assim, aptos a contribuir para o avanço dos saberes e das suas aplicações.

É aqui que assume elevada importância uma outra missão da Universidade.

Na verdade, ela há muito tempo que não vive fechada, confinada a lonjuras intelectuais destinadas ao mero consumo académico.

A sociedade é o ponto de partida e de chegada dos saberes que se perspectivam e é o destinatário dos conhecimentos que se adquirem, numa interacção permanente e dialéctica, geradora de avanços contínuos.

É nesta perspectiva que as Escolas da Universidade Técnica têm vindo a manifestar um crescente empenho no cumprimento desta missão, pondo nela a qualidade que sempre procurou no desempenho das suas funções.

O Instituto Superior Técnico tem neste campo ocupado uma posição relevante aos níveis nacional e internacional e muito particularmente no domínio da Engenharia Civil.

É para mim, Reitor da Universidade Técnica e professor do Instituto Superior Técnico, uma grande satisfação poder constatar que uma grande empresa que absorve licenciados da sua Universidade e da sua Escola se lembra desse facto para comemorar efemérides importantes da sua existência.

A forma escolhida é particularmente feliz e incitantes ao reforço das acções de conjugação dos interesses universitários e empresariais, para o que continuaremos a manter aberta a porta da cooperação, fonte segura de enriquecimento mútuo.

É, pois, com muito agrado que saúdo o aparecimento da presente obra, felicitando a ideia de lhe dar corpo, desejando os maiores êxitos à empresa Bento Pedroso Construções, S. A., e à Organização Odebrecht.

José Dias Lopes da Silva

Reitor da Universidade Técnica de Lisboa

It is within this framework that another very important mission of the university lies. It is no longer a closed institution, a forum for scientific discussions exclusively for academic use.

Society is the beginning and end of all learning processes, a permanent forum for debate whose purpose is to contribute to the advancement of knowledge.

It is from this point of view that the schools within the Technical University have shown an increased interest in fulfilling this goal with the same high standards they have always applied to their activities.

The Technical Institute of Higher Learning enjoys a fine national and international reputation, particularly in Civil Engineering.

As President of the Technical University and a professor at the Technical Institute of Higher Learning, I take great pleasure in observing that a prominent company whose members include lecturers from this University and its Schools remembers this fact when celebrating this important stage of its existence.

The form of celebration chosen is a particularly felicitous one and encourages us to undertake activities of interest to both academia and entrepreneurs working in the field to increase cooperation, a sure source of mutual enrichment.

It is a great pleasure for me to congratulate Bento Pedroso Construções, S. A. and the Odebrecht Group for this initiative, and I wish them great success.

José Dias Lopes da Silva

President of the Technical University of Lisbon



sumário contents

	INTRODUÇÃO INTRODUCTION	19
PARTE I	CONTRIBUIÇÃO DA ENGENHARIA EMPRESARIAL	
PART I	ENTREPRENEURIAL CONTRIBUTION TO ENGINEERING	
	Ponte Vasco da Gama	31
	Vasco da Gama Bridge	
	Gare do Oriente	71
	Gare do Oriente	
	Metropolitano de Lisboa	91
	Lisbon Metro	
	Túneis de Carenque	145
	Carenque Tunnels	
	Estradas Portuguesas.....	171
	The Portuguese road system	
PARTE II	CONTRIBUIÇÃO DA ENGENHARIA ACADÊMICA	
PART II	ACADEMIA'S CONTRIBUTION TO ENGINEERING	
	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	
	School of Engineering, Porto University	
	Identificação Modal	185
	Modal identification	
	Escavações profundas em solos moles	203
	Deep excavations in soft soils	
	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra	
	School of Science and Technology, Coimbra University	
	Modelação numérica no projecto de túneis em solos	215
	Numerical modelling when planning ground tunnelling	
	Engenharia de barragens - Análise sísmica	249
	Dam engineering - Earthquake analysis	
	Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa	
	High Technical Institute, Lisbon Technical University	
	Obras do metropolitano na Baixa de Lisboa	289
	Underground works in Baixa de Lisboa	
	Qualidade na Ponte Vasco da Gama.....	320
	Vasco da Gama bridge quality	
	ANEXOS - FICHAS DE OBRAS ANNEXES - PROJECTS DETAILS	333

Introdução

Introduction

COLABORAÇÃO ENTRE UNIVERSIDADE E EMPRESAS: Uma perspectiva a partir da Universidade

*PARTNERSHIP BETWEEN ACADEMIA AND BUSINESS:
A view from the University*

Num mundo em que cada vez mais se reconhece que o envolvimento de fornecedores e clientes com os produtores de quaisquer bens ou serviços ajuda a que esse produto resulte de maior qualidade, é normal que as relações entre as Universidades que formam os quadros superiores e as empresas que os empregam sejam genericamente consideradas de mútua vantagem. Essa vantagem é especialmente significativa no domínio da Engenharia, pela sua própria característica de intervenção no sentido da resolução de problemas ou de melhor aproveitamento de oportunidades que se deparam à sociedade.

A VERTENTE ENSINO E APRENDIZAGEM

As Universidades são produtoras dos licenciados e pós-graduados que vão alimentar os stocks de competências das empresas, e estas têm vantagem em que esses jovens técnicos detenham os conhecimentos mais relevantes para as intervenções que lhes vão ser solicitadas dentro da empresa. É por isso salutar que exista um diálogo que permita às Universidades identificar periodicamente a natureza dessas solicitações e ajustar os seus programas, sem no entanto deixar de ter em conta as necessidades de formação básica e de largura do espectro de conhecimentos, essenciais para permitir aos licenciados e mestres uma boa adaptabilidade ao longo da sua carreira técnica.

Este envolvimento no processo que conduz à garantia de oferta de um ensino com conteúdos mais adequados às necessidades do mercado pode ser, e tem sido com frequência crescente, reforçado através

In today's world, it has become clear that the involvement of suppliers and customers with producers betters the quality of the goods and services on offer. Hence, the relationships between the best universities and the companies that hire their graduates should be mutually beneficial. This advantage is especially important in the area of Engineering, due to its intervening nature in terms of solving problems or taking better advantage of the opportunities that society provides.

THE TEACHING AND LEARNING RELATIONSHIP

Academia produces graduates and post-graduates who fulfill companies' needs for skilled employees. Business provides an environment where young engineers can apply their relevant knowledge to the interventions required by the company. Therefore, we must foster communication that allows universities to periodically identify the nature of the companies' needs so that we can adjust our programs, while keeping in mind the need for basic education and knowledge, essential for providing graduates and specialists the skills they need to adapt throughout their technical careers.

This involvement in a process which guarantees schooling that is better suited to the needs of the market can be, and has increasingly been, reinforced through direct financial sponsorship of some teaching actions – specific subjects or graduate courses – by several companies. While the final

do patrocínio financeiro directo de algumas acções de ensino – disciplinas ou cursos de pós-graduação – por uma ou várias empresas. Ainda que naturalmente as decisões finais sobre programas e métodos de ensino devam permanecer com a Universidade, esse apoio financeiro pode assegurar por exemplo a viabilidade do arranque ou mesmo a estabilidade da oferta lectiva em domínios com menor número de estudantes envolvidos, ou a aquisição de meios de apoio que permitam uma mudança qualitativa do tipo de envolvimento dos alunos com a matéria leccionada, e por essa via uma aprendizagem mais sólida. Este tipo de relação tenderá a crescer na medida em que o Estado reduza o seu financiamento ao ensino superior, estimulando as Universidades a encontrar os complementos de financiamento que assegurem as componentes de viabilidade económica mais difícil, por qualquer das razões acima citadas.

Uma outra componente de grande importância no ensino da Engenharia é o contacto dos alunos com a experiência profissional mais exigente, o que pode ser feito preferencialmente através da relação com os protagonistas dessa experiência. Nalguns casos – particularmente na Engenharia Civil – tem sido possível dispor nos quadros docentes universitários de pessoas com uma actividade profissional externa de alta qualidade reconhecida pelo mercado, maioritariamente nos domínios da consultoria e do projecto. Mas devemos ser mais ambiciosos, criando programas específicos, em que os grandes desafios da Engenharia possam ser apresentados no contexto em que ocorreram, bem como as soluções para eles encontradas. Visitas de estudo aos empreendimentos de maior significado podem também – desde que bem estruturadas – jogar aqui um papel fundamental.

É sabido que a aceleração na produção de novos conhecimentos e no desenvolvimento de novas técnicas leva a uma redução igualmente acelerada do valor das competências mais específicas adquiridas na Universidade face às exigências do mercado. Há por isso que não desperdiçar o capital acumulado nos técnicos formados alguns anos atrás, procedendo a acções de

decisions about programs and teaching methods still belong to Academia, this financial support ensures, for example, the feasibility of growth or even stability in the offer of courses in fields with fewer students involved. It also guarantees acquisition of means of support, which allows for qualitative changes in student involvement with the subjects taught, thus ensuring a more solid learning process. This type of relationship will tend to grow as the State reduces financing of higher education, encouraging universities to look elsewhere for financial support that will guarantee their economic viability.

Another component of great importance in teaching Engineering is students coming into contact with demanding professional experiences, which can also be attained through the relationship proposed. In some cases, particularly that of Civil Engineering, it has been possible to include in university faculties people with external professional activities, recognized in the market for their high quality of work, mainly in the areas of consulting and projects. But let us be even more ambitious. Let us create specific programs in which the challenges of Engineering can be presented in their original contexts, as well as the solutions that were found for them. Field trips to large companies could also play a key role, as long as they are well structured.

It is well known that acceleration in the production of knowledge and the development of new techniques results in an equally accelerated reduction in the value of specific skills acquired at university, due to the market demands. It is for this reason that we must provide continuous education so as not to waste the capital accumulated in engineers who graduated several years ago. This provides not only further knowledge, but also reinforced self-esteem and personal satisfaction. While it is true that large companies frequently make internal programs available with this objective, this is not always the case with the majority of businesses.

formação contínua, com o que se consegue não só a sua revalorização mas também o reforço da auto-estima e satisfação pessoal. Se é verdade que as grandes empresas frequentemente dispõem de programas internos com este objectivo, tal não sucede com a maioria das empresas, sendo essencial a sua ligação com a Universidade para que se possa melhorar o alinhamento entre as necessidades daquelas e a oferta destas. É aliás muito interessante e positivo que de forma crescente as Universidades envolvam técnicos de grandes empresas do lado da oferta deste tipo de ensino, no reconhecimento do valor acrescentado que assim se consegue no produto dirigido aos técnicos envolvidos em estruturas profissionais sem possibilidade de renovação interna significativa dos conhecimentos e competências.

Mas para além das acções de tipo lectivo, a aprendizagem pode ser muito enriquecida através da realização de estágios dos alunos nas organizações profissionais. Aí podem contactar com a Engenharia em discurso directo, ganhando uma compreensão mais profunda da maneira como os problemas são formulados e da maneira como a empresa se organiza para os enfrentar, matérias que constituem dimensões cruciais para passar do plano dos conhecimentos para o plano das competências.

Tem vindo aliás a ganhar expressão nas políticas de educação técnica avançada a opção por programas de alternância escola - empresa, nos quais os estágios não surgem apenas no final da licenciatura, mas se define um processo mais longo em que a formação escolástica e a prática profissional enquadrada se vão alternando.

Nessa forma ou na sequencial mais clássica, vem-se tornando também mais sensível o apelo à introdução de uma componente internacional na formação dos técnicos de nível mais avançado. Por isso, não só a União Europeia tem hoje programas de apoio a estágios dos estudantes em empresas de outros países, em pé de igualdade com os programas de intercâmbio escolar, mas ainda se verifica que em alguns países e instituições os currículos dos cursos começam a incluir componentes dessa natureza como requisito para aprovação final.

Therefore a relationship with the universities is essential to improve the alignment between Business's demands and Academia's supply. It is also very interesting and positive that the universities are increasingly incorporating techniques from large companies in order to provide this type of education, recognizing the added value that is gained in the product directed at engineers working in professional structures that do not offer the meaningful internal renovation of skills and knowledge.

Going beyond educational activities, learning can be an enriching process through internships in professional organizations. Students can have direct contact with Engineering processes, gaining a deeper understanding of how problems develop and the manner in which the company organizes its team to confront those problems. This is crucial for applying knowledge in order to acquire skills.

Co-op programs have also become popular in advanced technical education policies. This is where the student does internships not only at the end of the graduating year, but also throughout his or her university career, developing a broader process, in which formal education and professional practice are alternated.

Either in this or the more classic manner, the appeal for introduction to an international component in university-level technical courses has increased. For this reason, not only does the European Union have programs that support internships for students in foreign companies, similar to school exchange programs, but also, in some countries and institutions, the course curricula are beginning to include this kind of component as a degree requirement.

The international mobility of the students will therefore become a growing demand and here, again, the role of Business is fundamental, acting as full partners in the complex educational process of future generations of engineers: if for large

A mobilidade internacional dos estudantes vai ser por isso uma exigência acrescida, e também aqui o papel das empresas é fundamental, assumindo-se como parceiras de pleno corpo neste processo complexo de formação das sucessivas gerações de técnicos superiores: se para as empresas de maior dimensão esta escala internacional é uma realidade quotidiana, para as mais pequenas a presença dos jovens estudantes estrangeiros no seu seio pode ser um primeiro contacto com maneiras diferentes de abordar os problemas e com as próprias relações de trabalho.

A VERTENTE INVESTIGAÇÃO E DESENVOLVIMENTO

O bom desempenho do papel das Universidades implica que estas, além de ensinarem, também desenvolvam novos conhecimentos através da investigação. No domínio da Engenharia, trata-se de investigação aplicada, sendo por isso muito útil a renovação regular do conjunto de problemas não resolvidos, ou para os quais se suspeita poder haver uma resolução melhor que a actualmente disponível. Esses problemas são umas vezes detectados pelas entidades clientes finais, outras por empresas que foram contratadas para resolver o que parecia um problema habitual mas afinal exigia uma abordagem inovadora requerendo conhecimentos para além dos detidos pela própria empresa. Surge aqui uma oportunidade para a Universidade, que além de altamente motivador no curto prazo para os investigadores envolvidos, vai alimentar o seu stock de conhecimentos que podem posteriormente ser transmitidos, quer aos seus alunos, quer à comunidade científica em geral, através das publicações especializadas.

Esse contacto da Universidade com as empresas em torno de novos problemas pode ser ainda mais estimulante quando se trate de grandes empresas, elas próprias detentoras de uma rica experiência e de capacidade significativa de inovação interna, já que assim se consegue o contacto dos investigadores não só com os problemas mas também com colegas do meio empresarial portadores de uma experiência e

companies this international scale is a daily reality, even for the smallest companies the presence of young foreigners in the working environment may be a first contact with different ways of approaching problems and different kinds of work relationships.

RESEARCH AND DEVELOPMENT

Good performance on part of the universities implies that they are not only teaching but developing new knowledge through research. In the field of Engineering, this deals with applied research, which is very useful to the regular renewal of the set of unresolved problems, or to finding better solutions than the ones currently available. These problems are often detected by the end consumer, others by companies that were hired to solve what seemed to be a habitual problem but which required an innovative approach using knowledge beyond that held within the company. This is an opportunity for Academia, which, in addition to being extremely motivating in the short term for the researchers involved, will increase their knowledge and can later be transmitted to other students or to the scientific community in general, through specialized publications.

This contact between Academia and Business about new problems can be even more stimulating when dealing with large companies, which can provide a wealth of experience and capability in terms of internal innovation, since this is how researchers can come into contact not only with problems but also with co-workers in the corporate environment who have complementary experience and vision with which to reinforce the motivating factors and accelerate the innovation process.

These services provided by Academia are also very important due to financial resources that are generated, increasingly more critical due to the insufficient public financing of universities. But since Civil Engineering is an area in which there is an important and highly competent entrepreneurial

uma visão complementares, com o que se reforçam os estímulos e se acelera o processo de inovação.

Estas prestações de serviços pela Universidade são também muito importantes pelo aporte de recursos financeiros que permitem, cada vez mais críticos face à insuficiência do financiamento público das Universidades. Mas sendo a Engenharia Civil uma área em que existe no país um tecido empresarial significativo e de elevada competência, capaz de exportar os seus serviços, a Universidade deve assegurar que, ao realizar as suas prestações de serviços, o faz em condições que não constituam uma concorrência desleal face a essas empresas, com o que se deterioraria o mercado e na sequência a própria capacidade exportadora nacional. É por isso conveniente que as Universidades desenvolvam o seu próprio Código de Conduta, com o qual se balizem a natureza das prestações e as modalidades contratuais correspondentes.

Uma forma complementar de parceria da Universidade com as empresas é a participação conjunta em projectos de I&D, nomeadamente os abrangidos pelos programas da União Europeia. Dado que na maioria das áreas da Engenharia Civil os novos desenvolvimentos têm a ver com novos materiais, tecnologias ou processos de construção, ou formas mais eficientes de monitorização ou exploração de sistemas complexos, o potencial de criação de valor em trabalho puramente teórico ou computacional é reduzido face ao que se pode conseguir nos casos em que se procure juntar o aprofundamento de conceitos ou técnicas com a sua aplicação, pelo menos em protótipo. Há certamente dificuldades acrescidas quando o diálogo administrativo com a Comissão Europeia tem de abranger dois ou mais tipos de entidades – frequentemente é também útil incluir as entidades públicas que são requerentes finais dos tipos de soluções em desenvolvimento – mas há também certamente muito a ganhar se se perseguir este tipo de colaboração de uma forma sistemática, o que até aqui tem sido feito a nível muito fraco pela Engenharia Civil, quando comparada com outros domínios não menos complexos da engenharia.

interrelationship, able to export services, Academia should be sure that, upon providing services, that they do not instigate disloyal competition among these companies, which would deteriorate the market and, consequently, the very capacity for national export. Therefore the universities should develop their own Code of Conduct, in which they establish the nature of service provision and the corresponding contractual modalities.

A complementary manner of university-industry partnerships is joint participation in R&D projects, namely those encompassed by the European Union programs. In the majority of Civil Engineering areas, new developments are related to new materials, technology or construction processes, or more efficient methods of monitoring or exploring complex systems. The potential for creating value in purely theoretical or computational work is reduced when compared with what can be achieved in cases where deeper knowledge of concepts or techniques is combined with the application of these, or at least a prototype. There are certainly added difficulties when administrative dialogue with the European Commission must encompass two or more kinds of entities – it is often also useful to include the public entities that require the kinds of solutions in development – but there is also certainly much to win if we systematically pursue this kind of cooperation, which until now has been given little attention in the area of Civil Engineering, when compared to other fields that are no less complex than that of Engineering.

LABORATORIES

Laboratories are discussed separately here since, in Engineering, they can and should provide support to the teaching aspect and/or the research aspect of education. In general, the state is frugal in releasing funds for investments needed in the development, maintenance and renovation of

A VERTENTE LABORATÓRIOS

Tratam-se aqui separadamente os Laboratórios, na medida em que na Engenharia eles podem e devem prestar apoio quer à vertente ensino quer à vertente investigação. De uma forma geral, o Estado é parco na libertação de verbas para os investimentos necessários à constituição, manutenção e renovação de laboratórios universitários relevantes para a investigação avançada, pelo que as universidades têm (e terão cada vez mais) de procurar encontrar as fórmulas de parceria que lhes permitam aceder a estes equipamentos e com eles realizar as experiências necessárias à validação ou rejeição das hipóteses a que as análises teóricas tinham conduzido.

Na generalidade dos casos, os laboratórios que foram instalados com financiamento do Estado através do programa Ciência no início dos anos 90 geram muito poucas receitas, por vezes suficientes para assegurar uma manutenção correcta, mas na sua quase totalidade insuficientes para assegurar a reposição do capital investido quando chegar o fim da sua vida útil.

Pelo menos para alguns desses laboratórios deverá ser possível encontrar um novo conceito de exploração, que abranja todo o ciclo de vida dos mesmos e as correspondentes necessidades de geração de receitas, para o que haverá que incluir uma vertente de prestação comercial de serviços em paralelo com o apoio ao ensino e à investigação. Porque a Universidade não detém as competências de gestão comercial necessárias para o sucesso desse modelo, terá que estabelecer as alianças necessárias com as empresas do sector privado que melhor se adequem a cada caso: umas vezes serão empresas que já prestam esse tipo de serviços e que vêem na ligação à Universidade o potencial do aprofundamento dos serviços que prestam, outras serão empresas com forte necessidade desse tipo de serviços e que através dessas parcerias conseguem uma forma de externalização parcial do fornecimento, em aliança com um parceiro de forte competência técnica, outras ainda corresponderão a casos menos facilmente tipificáveis. Há que ter o talento e a flexibilidade para em cada caso procurar

university laboratories for advanced research. For this reason, universities must increasingly try to formulate partnerships that allow them to acquire this equipment and to conduct experiments needed to validate or reject theoretical hypotheses.

In the majority of cases, the laboratories that were set up with state finances through the Science program in the beginning of the 90s generated little revenue, often only enough to ensure their own maintenance, but mostly insufficient to guarantee the reposition of the capital invested over its working lifetime.

For at least some of these laboratories it should be possible to find a new concept of use, which encompasses their entire life cycle, and the corresponding need for revenue, for which an aspect of commercial service provision in conjunction with support to teaching and research will need to be included. Since Academia does not have the necessary administrative skills for the success of this model, it will have to establish alliances with companies in the private sector, as per each case: sometimes it will be companies that already provide services and that see the potential for enhancing their services through a connection with Academia; other cases will be companies that need this kind of service and through these partnerships can partially outsource service provision, in alliance with a strong technically skilled partner; still others will be less typical cases. There must be talent and flexibility for each case to seek the most appropriate partners and to try to understand the rationale and motivating factors of each partner, in order to discover the mutual interests that allow maximum advantage from the existing or future laboratories.

INSTITUTIONAL SUPPORT

It is clear that there is a wide range of activity, in terms of reciprocal interest in the cooperation of universities and companies. The institutional support of

os parceiros mais adequados e procurar entender a lógica da sua motivação para a parceria, por forma a encontrar os domínios de interesse mútuo que permitam a plena valorização dos laboratórios já existentes ou a criar.

OS SUPORTES INSTITUCIONAIS DO RELACIONAMENTO

Como se vê, são muitas e variadas as frentes de actividade em que se encontra interesse recíproco na colaboração entre universidades e empresas. Consoante a dimensão das operações em causa e do conjunto de parceiros envolvidos, assim serão diferentes os suportes institucionais destes relacionamentos.

Existe já uma considerável experiência neste domínio, ainda que relativamente pouco divulgada, e portanto mal conhecida. Tomando como exemplo o ensino, as configurações mais conhecidas são os Conselhos Consultivos, nos quais um conjunto de personalidades, algumas delas representativas das empresas, apoiam as universidades na definição dos seus rumos, através da sua opinião. Mas há que reconhecer que, passado o fascínio dos primeiros contactos, esta fórmula esgota o seu potencial com relativa rapidez, sendo necessário ir mais além.

Outras formulações mais potentes correspondem à criação de Fundos ou Associações com envolvimento de entidades privadas, que então já contribuem financeiramente, e que passam a ter uma representação real nas tomadas de decisão relativas à nomeação de responsáveis, à aprovação de orçamentos, à definição de estratégias, etc. Há experiências concretas que têm sabido resistir aos anos no domínio da formação pós-graduada e da formação contínua, mas ainda não houve capacidade de dar este passo no domínio das licenciaturas ou mesmo de o aplicar de forma sistemática naqueles dois domínios.

Com aplicação mais pontual há também já casos de cátedras ou programas de formação pós-graduada total ou predominantemente financiados por entidades externas à Universidade, mas também aqui o arrojo tem sido inferior ao que a lei já permite, por exemplo

these relationships will vary, depending on the size of the operations and the set of partners involved.

There is already considerable experience in this field, but poorly publicized, and therefore virtually unknown. Taking education as an example, the best-known configurations are the Consulting Councils, in which a group of celebrities, some representative of companies, voice their opinions in support the universities and the definition of their paths. However, after the initial fascination of the first contact wears off, the potential of this formula evaporates quite quickly, and it is necessary to find other sources.

Other more potential formulations correspond to the creation of funds or associations with the involvement of private entities that already contribute financially, and that have real representation in decision making processes related to nominating people in charge, approving budgets, defining strategies, etc. There have been concrete example where entities have been able to offer graduate courses and continuous education, but still don't have the capacity to take the step into the field of teaching or even to apply it systematically in both fields.

There are also cases, with more occasional application, of professorial chairs or graduate programs, either independent or predominantly financed by external entities, but that have not has been as bold as the law permits, for example, in systems for hiring faculty. This conservative tradition results in restricted expectations and a limited degree of autonomy in management for those in charge, much lower than what the law allows.

But above all, there must be an open-spirited attitude to go out and seek relationships that would adapt to the objectives of each type of cooperative effort. With this, it would be necessary only to adapt this ideal situation to the applicable legal restrictions or, in other more ambitious cases, work towards changing the legal framework.

nas fórmulas de contratação do pessoal docente. A tradição de conservadorismo leva a que as expectativas dos responsáveis quanto aos seus graus de liberdade de gestão sejam mais restritas do que a lei permitiria.

Mas há que ter sobretudo uma atitude de abertura de espírito e ir à procura do que seriam as modalidades de relacionamento que melhor se adaptariam aos objetivos de cada tipo de colaboração, procurando apenas então adaptar esse figurino ideal às restrições legais vigentes ou, nalguns casos mais ambiciosos, trabalhar no sentido de que o quadro legal possa ser modificado.

SÍNTESE

É hoje claro que as Universidades têm várias missões em que deve ser grande a exigência da sociedade para com elas, e que por outro lado só conseguem desempenhar bem cada uma dessas missões desde que atinjam graus de qualidade pelo menos mediana em todas as outras, de tal forma é rica a sinergia entre elas. Por outro lado, a velocidade a que se renova o conhecimento leva a que a intensidade de fluxo entre a Universidade e a Sociedade tenha também de ser muito elevada.

As empresas de base técnica são actores privilegiados nesse processo de comunicação, na medida em que elas são as detentoras do conhecimento codificado e operacional que intervém directamente sobre os objectos em que a sociedade se apoia. Nesse processo de aplicação dos conhecimentos elas obtêm o *feed-back* indispensável sobre as condições em que determinadas técnicas resultam ou não, bem como sobre a evolução dos próprios desejos da sociedade. Essa informação é vital para a renovação das missões da Universidade.

Mais ainda, ao serem capazes de operar a comercialização do conhecimento codificado, geram valor e identificam o valor potencial de novos produtos ou processos, podendo por isso ajudar a Universidade a identificar as suas frentes de inovação mais susceptíveis de geração de riqueza, e participar mesmo no investimento que potencia esse desenvolvimento.

Uma das características das sociedades modernas é a multiplicidade de situações em que cada

CONCLUSION

It is clear that, today, universities have several missions for which the demands of society should be great. However, each of these missions will only be successful if they achieve at least median levels of quality, so rich is the synergy among them. On the other hand, the rate at which knowledge is renewed requires that the intensity of the flow between Academia and Society must be equally high.

Technically based companies are privileged participants in this communication process, since they are holders of codified and operational knowledge that intervene directly with the foundations of society. In this process of knowledge application, they obtain essential feedback about the conditions from which certain techniques result, (or not), as well as about the evolution of the very demands of society. This information is vital to the renovation of Academia's missions.

Furthermore, as they become capable of commercializing codified knowledge, they generate value and identify the potential value of new products or processes, thus being able to help Academia to identify its innovative strengths that are most capable of generating wealth, and participating in the investment that allows this development.

One of the characteristics of modern society is the wide range of situations in which each institution finds itself. Often the same set of institutions reacts differently to circumstances: sometimes as partners, sometimes as competitors, sometimes as supplier and customer. In the field of relationships between Academia and Business, we must begin by understanding the main missions of each and the advantages that can come from the participation of others in these processes, recognizing that the legal, financial and social participants in each of these roles are subject to change.

instituição se encontra nos vários dossiês em que participa, sendo frequente que um mesmo conjunto de instituições se relacione de formas bem diferenciadas consoante as circunstâncias: aqui parceiros, ali concorrentes, mais além fornecedor e cliente. No domínio das relações entre universidade e empresas há que começar por entender as missões principais de cada uma e as vantagens que podem advir da presença do outro nesses processos, reconhecendo que as envolventes jurídicas, financeiras e até sociais de cada uma das partes estão sujeitas a evoluções.

Se houver de seguida a humildade de reconhecer que cada um detém valências em que é mais capaz que o outro, e de admitir que cada instituição tem os seus objectivos, ritmos e perspectivas próprios, será reconhecido o interesse em que as partes se conheçam melhor, com o que se atingirão níveis mais elevados de confiança e de informação recíproca.

A partir dessas posições será de esperar que qualquer das partes mais facilmente identifique as novas frentes de potencial colaboração mais susceptíveis de motivar a outra parte, e lhe proponha uns termos de colaboração que mais facilmente possam convergir.

Só então poderemos dizer que estas duas formas de organização dos conhecimentos técnicos estão a dar o seu pleno contributo para a sociedade a que pertencem, porque às contribuições isoladas foram capazes de acrescentar as combinadas.

We must also have the humility to recognize that each has strengths over the other, and to admit that each institution has its own objectives, pace and perspectives. The partners should get to know each other better, in order to achieve higher levels of trust and reciprocal information.

Based on these positions, it is hoped that the partners can more easily identify the new fronts for potential cooperation that are more apt to motivate the other and to provide terms of cooperation that can more easily converge.

Only then can we say that these two forms of the organization of technical knowledge are fully contributing to their society, because their individual contributions bolster the contributions made in partnership.

Manuel Matos Fernandes

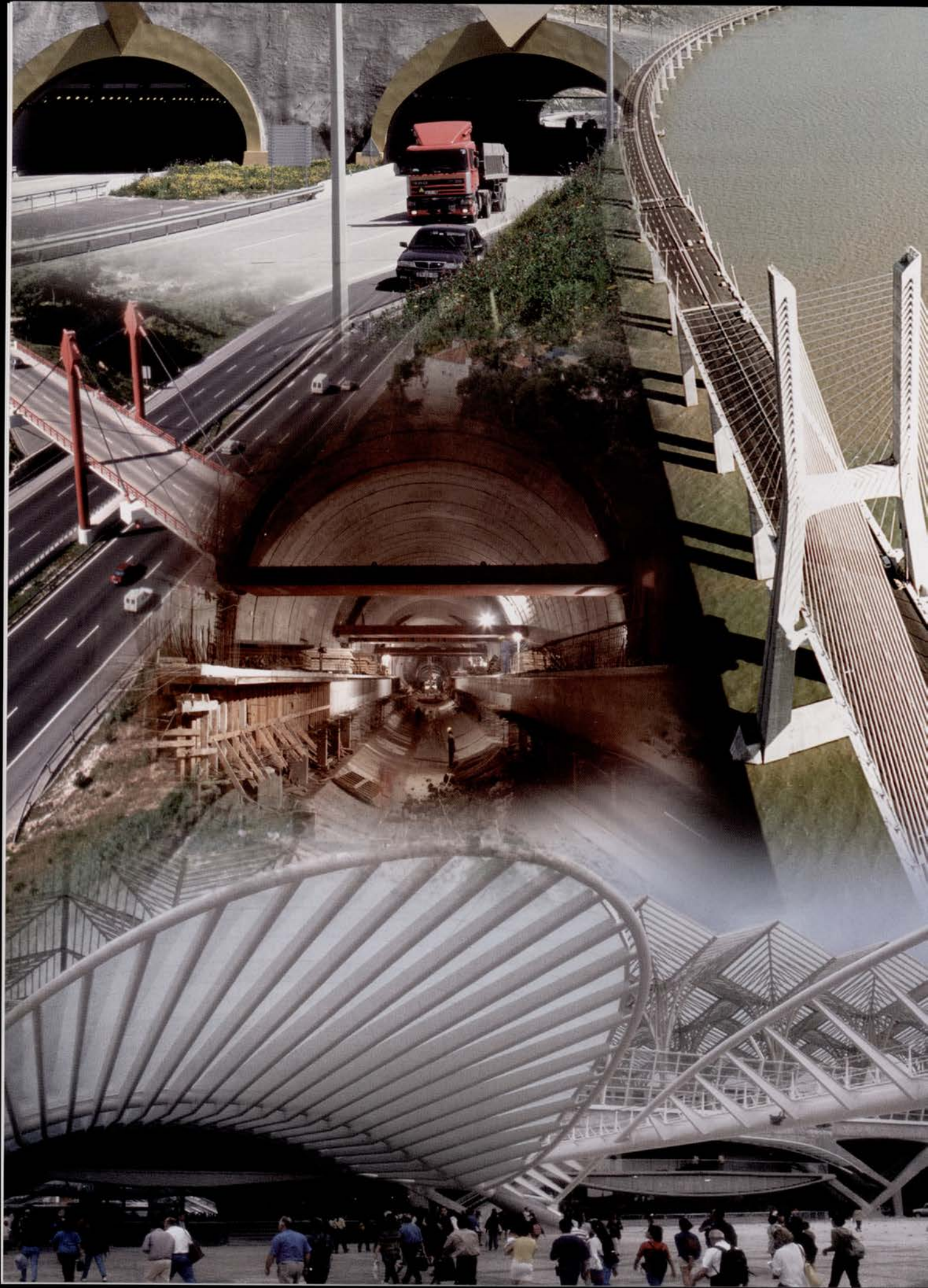
*Presidente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Chairman of the Department of Civil Engineering, Porto University School of Engineering*

Luís Miguel Cruz Simões

*Presidente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Chairman of the Department of Civil Engineering, School of Science and Technology, Coimbra University*

José Manuel Viegas

*Presidente do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico da Faculdade Técnica de Lisboa
Chairman of the Department of Civil Engineering, High Technical Institute, Lisbon Technical University*



PARTE I PART I

Contribuição da
engenharia empresarial

Entrepreneurial contribution to engineering





Ponte Vasco da Gama

Bridge

A nova travessia do rio Tejo, a Ponte Vasco da Gama, liga a margem norte do rio, integrando o nó rodoviário de Sacavém com a CRIL e com a A 1, e o nó da Portela, com o acesso à área da Expo 98 e a variante à EN 10. Na margem sul, faz a ligação com a A 12 e com o sistema viário local.

Além de contribuir para descongestionar o tráfego, principalmente de pesados, da Ponte 25 de Abril e do centro da cidade, completa a rede viária circundante de Lisboa e proporciona uma alternativa de ligação entre o Norte e o Sul do País.

Este complexo viário compõe-se de uma ponte, de diversos viadutos e de um conjunto de vias de acesso, no total de 18 200 m, dos quais 12 340 m são em ponte e viadutos e os restantes são de acesso e de restabelecimentos rodoviários.

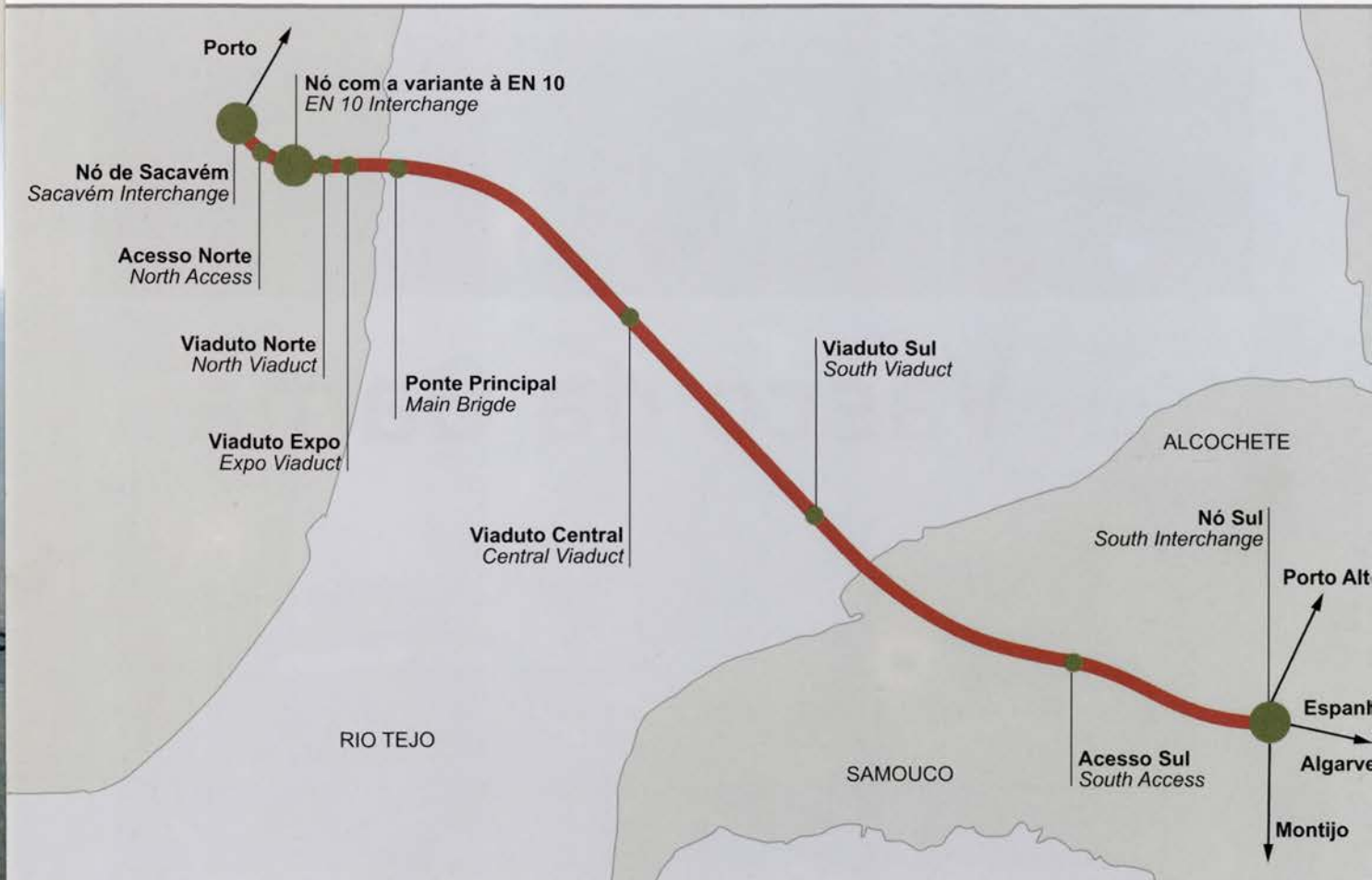
Os projectos e a construção foram realizados por um Agrupamento Complementar de Empresas, ACE - Novaponte, contratado pela Concessionária Lusoponte, constituído pelas seguintes empresas:

The Vasco da Gama bridge, the new River Tagus crossing, integrates on the north bank the Sacavém interchange with the CRIL and A 1 and the Portela interchange with access to the Expo 98 area and an alternative route to the EN 10. On the south bank, it connects the A 12 and the local road system.

As well as helping relieve traffic congestion, particularly heavy vehicles on the 25 de Abril Bridge and in the city center, it rounds out Lisbon's orbital traffic network and provides an alternative connection between the north and south of the country.

This road complex comprises a bridge, several viaducts and access roads, totaling 18,200m of which 12,340m are on the bridge and viaducts and the rest is access and road repairs.

The engineering and construction were carried out by the Complementary Group of Companies ACE-Novaponte, contracted by Lusoponte Concession Company and composed of the following contractors:



Traçado da Ponte Vasco da Gama
Route of the Vasco da Gama Bridge

- Bento Pedroso Construções, S. A.
- Edifer – Construções Pires Coelho & Fernandes, S. A.
- Kvaerner (Inglaterra)
- Vince-Campenon Bernard, SGE (França)
- Mota & Companhia, S. A.
- Sociedade de Construções H. Hagen, S. A.
- Somague – Sociedade de Construções, S. A.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S. A.

O ACE – Novaponte contratou dois consórcios de projectistas para a elaboração dos projectos de construção:

- Consórcio Tejo Projecto, para a elaboração dos projectos, formado por:
 - Coba (Portugal)
 - EEG (França, Campenon Bernard)
 - Kvaerner Technology (Inglaterra)
 - Proponte (Portugal)
- Consórcio Tejo Control, para a verificação dos projectos elaborados, formado por:
 - Acer (Inglaterra)
 - A2P (Portugal)
 - Provia (Portugal)
 - Tudor (Inglaterra)

Os trabalhos definitivos de construção iniciaram-se em Março de 1995, e a inauguração da Ponte deu-se em 29 de Março de 1998, decorridos 1095 dias, cumprindo-se rigorosamente o prazo contractual.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Esta travessia do Tejo corresponde a uma auto-estrada com cerca de 30 m de largura, com três faixas de circulação em cada sentido, com a possibilidade de passar para quatro faixas em cada sentido, sem trabalhos estruturais posteriores.

As obras civis foram divididas em oito trechos:

1. Nó de Sacavém – efectua a interligação rodoviária da Ponte Vasco da Gama com a CRIL, a auto-estrada do Norte e a 2.^a circular.

Foram realizados diversos restabelecimentos rodoviários, assim como estruturas superiores (PS) e inferiores (PI) construídas com tabuleiros em betão

- Bento Pedroso Construções S. A.
- Edifer – Construções Pires Coelho & Fernandes S.A.
- Kvaerner (UK)
- Vince-Campenon Bernard SGE (France)
- Mota & Companhia S. A.
- Sociedade de Construções H Hagen S. A.
- Somague – Sociedade de Construções S. A.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S. A.

For the preliminary engineering and construction engineering, ACE-Novaponte contracted two design consortiums:

- River Tagus Design Consortium (Consórcio Tejo Projecto), for preliminary engineering and formed of:
 - COBA (Portugal)
 - EEG (France, Campenon Bernard)
 - Kvaerner Technology (UK)
 - Proponte (Portugal)
- River Tagus Control Consortium (Consórcio Tejo Control) to check the prepared plans and formed of:
 - Acer (UK)
 - A2P (Portugal)
 - Provia (Portugal)
 - Tudor (UK)

The final construction work began in March 1995 and the bridge was officially opened 1,095 days later, on 29 March 1998 right on time and within the contract's schedule.

TECHNICAL CHARACTERISTICS

This Tagus crossing is equal to a motorway, approximately 30m in width, with three lanes in each direction and the possibility of extending to four lanes each way without further structural work being required.

The civil works were divided into eight parts:

1. The Sacavém interchange – connects the Vasco da Gama bridge with the CRIL, the north motorway and the second circular road.



Nó de Sacavém, vista geral
Sacavém Interchange, general view

pré-esforçado, moldados *in situ*, com *cimbres* ao solo, numa extensão da ordem de 1200 m.

2. Nó da Portela – efectua a integração rodoviária da Ponte Vasco da Gama com a estrada nacional n.º 10, acesso à área da Expo e à Avenida do Infante D. Henrique.

Também aqui foram realizados diversos restabelecimentos rodoviários, assim como estruturas superiores (PS) e inferiores (PI) construídas com tabuleiros em betão pré-esforçado, moldados *in situ*, com *cimbres* ao solo.

3. Viaduto norte – efectua o cruzamento do caminho-de-ferro (linha do Norte).

Com vãos variáveis entre 42 e 45 m, com 488 m de comprimento total e tabuleiro com largura e inclinação transversal, também variável, foi construído com cimbramento tradicional. As fundações dos pilares foram realizadas em estacas de 1 m de diâmetro, com quatro estacas por pilar.

Various road repairs were carried out such as upper (PS) and lower structures (PI) built with a pre-stressed concrete deck, cast in place, with frameworks to the ground and an approximate area of 1,200m.

2. The Portela interchange – integrates the Vasco da Gama bridge with national road N° 10, access to the Expo area and Infante D Henrique Avenue.

Several road repairs were also carried out, such as the upper (PS) and lower structures (PI) built with a pre-stressed concrete covering, cast in place and with frameworks to the ground.

3. North Viaduct – railway crossing (Northern line)

Of variable spans between 42 and 45m, a length totaling 488m and also with a variable covering of transverse width and inclination and built with a traditional framework. The pier foundations were made of 1m diameter piles, with four piles per pier.



Viaduto Expo
Expo viaduct

4. Viaduto Expo – faz a transição entre o viaduto norte e a ponte principal.

Com vãos variáveis entre 46 e 61 m e com 672 m de comprimento, o tabuleiro é formado por aduelas prefabricadas, de altura constante, em betão pré-esforçado, montadas com grua sobre rastros com a capacidade de 1500 tm. Cada eixo tem dois pilares apoiados em blocos de fundação directa ou sobre estacas escavadas. Os pilares têm altura variável.

5. Ponte principal – atravessando a cala norte, estrutura atirantada com o comprimento de 826 m e com um vão livre de 420 m entre torres.

As torres do vão central têm 148 m de altura, com 47 m de altura livre para a navegação sob o tabuleiro, e os seis eixos de pilares dos vãos laterais apoiam-se em maciços de encabeçamento sobre estacas escavadas de diâmetro de 2,2 m. As fundações foram dimensionadas para resistir ao impacte de navios, além dos outros esforços do projecto.

4. Expo viaduct – makes the transition between the north viaduct and the main bridge

With variable spans of between 46 and 61m and 672m in length, the covering is made of prefabricated arches, of a constant height, in pre-stressed concrete, assembled with a dragline crane with a capacity of 1,500tm. Each axis has two piers supported in straight foundation blocks or on excavated piles. The piers are of variable height.

5. Main bridge – crossing the north channel, a cable-stayed structure, 826m in length and a clear span of 420m between the towers.

The central span towers are 148m in height and 47m of free height for navigation under the deck and the six pier axes of the side spans supported on groups of 2.2m diameter excavated piles. The foundations were calculated to resist ship impact as well as other project objectives.



Ponte principal, vista geral da construção das torres e dos pilares dos vãos laterais
Main bridge, general view of tower construction and piers for lateral spans



Ponte principal, torre norte. Construção do tabuleiro do vão central
Main bridge, North tower. Construction of central span deck

Métodos construtivos

- Fundações em estacas escavadas com diâmetro de 2,2 m;
 - Enscadeiras em estacas-prancha metálicas para a execução dos maciços de encabeçamento;
 - Cofragens autotrepantes;
 - Tabuleiro atirantado em aduelas moldadas in situ com o comprimento de 8,83 m, por meio de equipamentos móveis, em betão pré-esforçado.
6. Viaduto central - com 6531 m de comprimento, apoia-se em 81 eixos de pilares (dois pilares por eixo). Cada eixo tem uma fundação única formada por oito estacas metálicas cravadas e um maciço de encabeçamento executado utilizando-se caixões pré-fabricados, montado sobre as estacas por intermédio de uma grua sobre flutuantes. Após a vedação e o esgotamento, foram colocadas as armaduras e feita a betonagem.

Construction methods

- Foundations of 2.2m diameter excavated piles;
 - Cofferdams in metal sheet piles to support the drilling equipment and to prepare the pile groups;
 - Slipforms;
 - Cable deck of pre-stressed concrete arches, cast in place, 8.83m in length, using moveable equipment.
6. Central viaduct - 6,531m in length, supported by 81 pier axes (two piers per axis). Each axis has a unique foundation formed of eight driven metal piles and a pile group built using prefabricated box girders, assembled on the piles with a floating crane. Following sealing and draining, the reinforcing steel was put in place and concreting carried out.

The piers were built using metal formwork.

The deck is formed of prefabricated beams of pre-stressed concrete, 78m in length and approx-



Cala das Barcas (em 1º plano) e viaduto central
Cala das Barcas (foreground) and central viaduct

Os pilares foram construídos com a utilização de cofragem metálica.

O tabuleiro é constituído por vigas pré-fabricadas em betão pré-esforçado de 78 m de comprimento e cerca de 2200 t de peso. Na execução destas vigas foram utilizadas oito aduelas pré-fabricadas em mesa própria e solidarizadas num banco de prefabricação, para possibilitar a sua unificação através do pré-esforço. O seu posicionamento foi feito por uma grua flutuante, fabricada especialmente para esta obra.

Na zona do cruzamento dos dois canais navegáveis (cala das barcas e de Samora), o vão livre é de 130 m, e neste caso, as estacas de fundação foram escavadas.

7. Viaduto sul – com o comprimento de 3825 m, apoia-se sobre 84 conjuntos de pilares (quatro pilares por eixo) e um conjunto de pilares de transição.

A distância entre eixos é de 45 m.

Sobre o topo dos pilares de cada eixo há uma travessa onde são posicionados os apoios do tabuleiro.



Viaduto sul. Construção do tabuleiro com treliças móveis de cimbra aérea

South viaduct. Building deck with slipforms



Viaduto sul, vista geral, em primeiro plano a região das salinas e ao fundo o Banco do Samouco

South viaduct, general view, salt beds in the foreground and Samouco Salt Marshes in the background

imately 2,200t in weight. When building these beams, eight prefabricated arches were used, put together on a prefabrication bench to permit their consolidation through pre-stressing. They were positioned using a floating crane, manufactured especially for this project.

At the crossing zone of the two navigable channels, (Barcas and Samora channels), the clear span is 130m and the foundation piles were excavated in this case.

7. South viaduct – 3,825m in length, supported on 84 pier groups (four piers per axis) and a group transition piers. The distance between the axes is 45m. There is a crossbeam on top of the piers of each axis, where the deck supports are positioned. The deck was built using trusses of a moveable upper framework on a total of four pieces of equipment. The pre-stressing was carried out once compression resistance of 35Mpa was reached.

O tabuleiro foi construído com a utilização de treliças de cimbriagem móvel superior num total de quatro equipamentos. O pré-esforço foi efectuado uma vez atingida a resistência à compressão de 35 Mpa.

8. Acesso sul – estabelece a ligação da Ponte Vasco da Gama com a A 12 e ligações às localidades vizinhas na margem sul.

Inclui a construção de algumas estruturas superiores (PS) e inferiores (PI) em betão pré-esforçado, além de restabelecimentos e de obras rodoviárias, numa distância de 4500 m, da Praça da Portagem, do edifício da administração e da área de serviço.

Pormenores da construção da Ponte Vasco da Gama

- 17 200 m de comprimento total da travessia
- 12 340 m de comprimento total dos viadutos
- 488 m (11 vãos) de comprimento do viaduto norte
- 672 m (12 vãos) de comprimento do viaduto Expo
- 826 m de comprimento da ponte principal
- 420 m do vão principal
- 148 m de altura dos pilares do vão principal
- 47 m de altura livre para a navegação
- 6531 m de comprimento do viaduto central
- 3825 m de comprimento do viaduto sul
- 730 000 m³ de volume total de betão
- 100 000 t de peso de aço em armaduras
- 400 000 m² de área total do tapete betuminoso
- 3300 trabalhadores, número máximo

DESCRIÇÃO SUCINTA DOS PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Aspectos ambientais e históricos

A Ponte Vasco da Gama está localizada a cerca de 4 km a jusante do limite da Reserva Natural do estuário do Tejo, com aproximadamente 50 000 ha.

Os terrenos da margem sul do Tejo no local da obra estão incluídos em zona de protecção especial, na área das salinas. Importante área de nidificação para várias espécies protegidas, tais como o perna-longa (*Himantopus himantopus*), a andorinha-do-mar-anã

8. South access – establishes a connection with the Vasco da Gama bridge, the A 12 and neighboring towns on the south bank.

This included the construction of some upper (PS) and lower structures (PI) in pre-stressed concrete, as well as repairs and road works covering 4,500m, the toll area, administration building and service area.

Construction details for the Vasco da Gama Bridge

- 17,200m total crossing length
- 12,340m total viaduct length
- 488m (11 spans) north viaduct length
- 672m (12 spans) Expo viaduct length
- 826m main bridge length
- 420m main span
- 148m column height for the main span
- 47m free height for navigation
- 6,531m central viaduct length
- 3,825m south viaduct length
- 730,000m³ total concrete volume
- 100,000t in weight of reinforced steel
- 400,000m² total asphalted area
- 3,300 maximum number of workers

SUMMARY OF CONSTRUCTION PROCESSES

Environmental and historical aspects

The Vasco da Gama bridge is located approximately 4km downstream from the boundary of the Nature Reserve of the Tagus Estuary, which is about 50,000ha in size.

The land on the south bank of the Tagus where the work is located is included in a special protection zone, in a salt bed area. It is an important nesting area for various protected species such as the black-winged stilt (*Himantopus himantopus*), the little tern (*Sterna albifrons*) and the snowy plover (*Charadrius alexandrinus*).

The environmental impact studies undertaken in this area required special precautions during the



Área de nidificação das Salinas do Samouco
Nesting area in Samouco Salt Marshes

(*Sterna albifrons*) e o borrelho-de-coleira-interrompida (*Charadrius alexandrinus*).

Os estudos de impacto ambiental nesta área obrigaram que a concepção e execução da obra tivessem cuidados especiais, até então inéditos em Portugal: a monitorização sistemática do ecossistema, em soluções práticas e objectivas para proteger o processo de nidificação, através de um sistema de iluminação especial para não dificultar o voo de aves nocturnas e não interferir na vida aquática, assim como a utilização de viadutos em toda a extensão da área das salinas, em lugar de aterros, para uma menor perturbação do equilíbrio ambiental.

engineering and construction of this project that were then unheard of in Portugal: the systematic monitoring of the ecosystem, practical solutions and objectives to protect the nesting process by using a special lighting system so as not to complicate the flight of nocturnal birds and not interfere with aquatic life, as well as the use of viaducts instead of landfills in the whole of the salt bed area in order to minimize disturbance to the environmental balance.

A recovery program was also developed for the salt beds which included repairing 43 reservoir floodgates and general cleaning of the salt beds, paths and ditches, as well as several buildings.

Foi também desenvolvido um programa de recuperação das salinas, que incluiu a reparação de 43 comportas de diques e a limpeza geral das salinas, de caminhos e de valas, além de edifícios diversos.

De entre estes edifícios, é de se nomear a capela de Nossa Senhora da Conceição dos Matos, edificação do século XV situada entre Alcochete e o Samouco, a cerca de 200 m da Ponte. Durante estes trabalhos, foram descobertos, e também restaurados, importantes azulejos e artefactos diversos, incluindo uma medalha de bronze com a imagem de um santo gravada que data do século XVII, um fresco decorativo do

Among these buildings, we can highlight the Nossa Senhora da Conceição dos Matos chapel, a 15th century building located between Alcochete and Samouco and approximately 200m from the bridge. Important tiles and several artifacts were discovered and restored during this work, including a bronze medal engraved with a picture of a saint which dates from the 17th century, a decorative fresco from the 18th century painted on the arch of a gothic window which had remained since work was carried out in the 19th century and also archaeological sites.



*Restauração da Capela de Nossa Senhora da
Conceição dos Matos
Restoration of Nossa Senhora da Conceição
dos Matos Chapel*

século XVIII pintado no arco de uma janela gótica, que tinha permanecido tapado desde as obras realizadas no século XIX, e até sítios arqueológicos.

Trabalhos preliminares

Dragagem para a formação de um canal de serviço, com mais de 200 m de largura e com até quatro metros de profundidade, na maré mínima, para permitir a navegação dos equipamentos flutuantes.

Ensaios com 13 estacas de prova, em cinco locais dentro do rio, para a confirmação e a complementação dos critérios do projecto das fundações. Para estes trabalhos foi preparado um cais de embarque situado na margem direita do rio Trancão. Foi utilizado também o cais de montante da doca do Poço do Bispo, para o carregamento do betão.

Betões

As centrais de betão foram posicionadas no rio, junto dos apoios, conforme *lay out*, levando em conta a localização dos equipamentos flutuantes em serviço no local. Nas obras marítimas, os betões das estacas, os blocos e os pilares foram produzidos basicamente nas duas centrais flutuantes (*Conmix I e II*), abastecidas, a partir de barcaças de stock acopladas a contrabordo, por pá carregadeira e tapete para os inertes e por um sistema pneumático para cimento. O abaste-



Viaduto Expo. Estocagem de aduelas pré-fabricadas, junto aos pilares Expo viaduct. Storing prefabricated arches next to piers

Preliminary work

Dredging at low tide to form a service canal, more than 200m in width and up to 4m in depth, for navigation of the floating equipment.

Rehearsals with 13 test piles at five locations in the river to confirm and complement the project's foundations criteria. A boarding quay was prepared for this work, situated on the right bank of the Trancão river. A quay was also used at the Poco do Bispo docks to load the concrete.

Concrete

The concrete batching plants were positioned near the supports according to the layout, taking into account the location of the floating equipment in service in the area. For the maritime work, the pile concrete, blocks and piers were produced basically in two floating centers (*Conmix I and II*), supplied from stock barges coupled with a front loader and conveyor belt for aggregates and a pneumatic system for the cement. The water supply was also carried out from quays at the Poço do Bispo docks and directly to the floating center when it was moored there.



Centrais de betão ao lado dos maciços de encabeçamento Concrete batching plants next to pier groups

cimento de água era feito também a partir do cais de montante da doca do Poço do Bispo, directamente para o flutuante da central quando esta ali atracava.

Estacas de fundação

1. Fundações no rio

Instalação de três estaleiros de apoio à execução das fundações:

- Na doca do Poço do Bispo, para o abastecimento das centrais de betão flutuantes e o apoio marítimo às diversas frentes de serviço;
- Na margem direita da foz do rio Trancão, para o fabrico e o carregamento das armaduras e de camisas metálicas para as estacas escavadas;
- Na Lisnave, para o fabrico e o carregamento das estacas metálicas a serem cravadas.

1.1. Estacas escavadas

As 254 estacas escavadas de betão armado foram executadas com diâmetros de 2 m (60 estacas no viaduto sul) e de 2,2 m (96 estacas no viaduto central e 78 na ponte principal), em profundidades variando entre 60 e 85 m.

Inicialmente, foram cravadas por vibração, camisa metálica com comprimento da ordem de 45 m, para atravessar a camada de solos moles, a que se seguia a escavação do fuste da estaca, até atingir as cotas do projecto de fundações.

A escavação foi feita por equipamentos de perfuração do tipo *Rotary-Table*, acoplados a gruas montadas sobre flutuantes. Todo o material escavado era depositado em barças para o transporte até ao local de vazadouro em alto mar. Para a estabilização das paredes do fuste da estaca, durante a sua execução foram utilizados fluidos com polímero preparados em central flutuante específica.

Em seguida, era montada a armadura da estaca, com acopladores a partir de secções, face às dimensões e ao peso da mesma, e com o auxílio de grua sobre flutuantes, efectuando-se então a betonagem submersa das estacas com tubo Tremie, a partir da central de betão flutuante, atingindo volumes lançados de até 250 m³ por estaca.

Foundation piles

1. River foundations

Installation of three support yards for the foundations:

- the Poço do Bispo docks to supply the floating concrete batching plant and maritime support for the various service areas;
- On the right bank of the mouth of the Trancão river for manufacture and loading the frameworks and metal casings for the excavated piles;
- At Lisnave for the manufacture and loading of the metal piles which were to be set.

1.1 Excavated piles

The 254 excavated, reinforced concrete piles were made with diameters of 2m (60 piles for the south viaduct) and 2.2m (96 piles for the central viaduct and 78 for the main bridge) at depths varying between 60 and 85m.

They were initially set by vibration, metal casing with an approximate length of 45m to go through the soft layer of earth, followed by the excavation of the pile shaft until reaching the project depth for the foundations.

The excavation was carried out by *Rotary-Table* type drilling equipment, coupled with floating cranes. All of the excavated material was deposited on barges for transportation to the refuse location in the ocean. To stabilize the pile shaft walls during their execution, polymer fluids were used, prepared on a specific floating center.

The pile framework was then assembled, with couplers from sections, in view of their dimensions and weight and with the help of a floating crane. The submersed concreting for the piles was performed with a Tremie pipe from the floating concrete batching plant, reaching volumes assessed of up to 250m³ per pile.

For the main bridge tower foundations, the excavation operations for the pile shaft were checked with equipment operated from the deck assembled on the cofferdam support, built for the execution of the pile group. Following integrity



Ponte principal, torre sul, ensecadeira. Execução de estaca escavada: equipamentos de escavação, montagem de armaduras e central de betão

Main bridge, south tower, cofferdam. Laying excavated piles: excavation equipment, reinforcing steel and concrete batching plant

Nas fundações das torres da ponte principal, as operações de escavação do fuste das estacas processaram-se com equipamentos operados desde o deck montado sobre o escoramento da ensecadeira, construída para a execução do maciço de encabeçamento das suas estacas. Após a realização dos testes de integridade do betão da estaca, era feita a injeção da ponta da estaca, através dos tubos utilizados para esse teste.

1.2. Estacas metálicas

Foram cravadas no viaduto central 552 estacas metálicas, de diâmetro de 1,7 m, executadas a partir de tubos metálicos de até 80 m de comprimento, pesando até 80 t.

As camisas metálicas eram elevadas pela grua no seu comprimento total e posicionadas em gabarito situado na borda da barça *Dyna-M*, com localização

tests for the pile concrete, the pile tip was injected, using pipes appropriate for this test.

1.2 Metal piles

552 metal piles with a diameter of 1.7m were set in the central viaduct and made from metal pipes of up to 80m in length and weighing up to 80t.

The metal casings were raised by crane at their total length and positioned on board the barge *Dyna-M* with the location supplied by a DGPS system. They were then set with the help of a hydraulic 550kNm capacity Menck hammer, until reaching the depth defined in the project.

Following this, cleaning of the shaft for the set piles was carried out, until approximately 40m and using a floating crane, concreting without reinforcement, until reaching 15m below the pile head



Cravação de estacas – viaduto central
Driving piles – central viaduct

fornecida pelo sistema DGPS, sendo então cravadas com o auxílio de martelo hidráulico Menck, com a capacidade de 550 kNm, até se atingir a cota de ponta do projecto.

Em seguida efectuava-se a limpeza do fuste das estacas já cravadas, até cerca de 40 m, com a utilização de grua sobre flutuantes, a betonagem com

and then cutting the pile at the specified project height. After draining the water and cleaning the top of the set concrete, the connecting framework for the pile was placed with the pile group and the concreting for the pile head was carried out.

betão sem armadura, até se atingirem 15 m abaixo do topo da estaca, e o posterior corte da estaca na cota de topo do projecto. Após esgotada a água e feita a limpeza do topo do betão já lançado, era colocada a armadura de ligação da estaca com o maciço de encaçamento e efectuada a betonagem do topo da estaca.

2. Fundações em terra

Nas estacas escavadas de betão armado executadas em terra, de uma forma geral, foram utilizados métodos mais convencionais, apenas com a consideração dos grandes diâmetros, das grandes profundidades e de volumes de betão, de até 250 m³ por estaca.

Foram construídas com diferentes diâmetros, variando de 1 e 2,2 m, conforme o local:

Viaduto norte – 192 estacas de 1 m;

Viaduto Expo – 76 estacas de 1,7 m;

Ponte principal – 76 estacas de 2,2 m;

Viaduto sul – 212 estacas de 1,8 m e 68 estacas com 2 m.

2. Onshore foundations

Generally speaking, for the onshore piles excavated in reinforced concrete, more conventional methods were used but considering the large diameters, great depths and volume of concrete, of up to 250m³ per pile.

They were built with different diameters, varying between 1 and 2.2m and depending on the location:

North viaduct – 192 1m piles

Expo viaduct – 76 1.7m piles

Main bridge – 76 2.2m piles

South viaduct – 212 1.8m piles and 68 2m piles.

Generally speaking, the construction method considered setting the metal casing with a length of up to 12m to serve as a guide for the drilling equipment and protect the hole in the initial layers of the earth.

The excavations were carried out using drilling equipment that works with a rotating bucket which fills up with the excavated material and can raise and lower using a telescopic tube.



Viaduto Expo
Expo viaduct

O método construtivo, de uma forma geral, considerava a cravação de camisa metálica, com comprimento de até 12 m, para servir de guia ao equipamento de perfuração e de protecção do furo nas camadas iniciais do terreno.

As escavações foram efectuadas por intermédio de equipamento de perfuração que trabalha por rotação de balde, que se enche com o material escavado e pode subir e descer por intermédio de haste telescópica.

Nesta fase de escavação foi utilizado um fluido estabilizador (bentonita), colocado no furo desde o início da escavação. Uma vez concluído e limpo o furo, e depois da renovação completa do fluido estabilizador, era introduzida a armadura da estaca, em diversas secções ligadas entre si por intermédio de acopladores, e eram também fixados tubos nas diversas secções, para utilização nos testes de integridade das estacas.

Seguia-se a última operação, que era a da realização da betonagem da estaca, pela técnica do tubo *Tremie* (betonagem submersa); a duração desta operação podia atingir até oito horas.

Dos 11 eixos de apoio do viaduto da Expo, cinco foram realizados em fundação directa, por blocos de fundação.

Por outro lado, as fundações da torre norte e do pilar nº 4 da ponte principal foram construídas com acesso por terra, por intermédio de uma ponte provisória ao deck das ensecadeiras aí instaladas.

Maciços de encabeçamento

De uma forma geral, após a execução das estacas escavadas, era feito o betão de limpeza e o posterior corte das estacas na cota do projecto. Seguia-se a colocação das armaduras, a montagem da cofragem e a betonagem do maciço.

Com relação ao **viaduto central**, os maciços de encabeçamento foram construídos com a utilização de cofragem em caixões em betão prefabricados, sobre barças, na área do estaleiro do Seixal. Para os *NSI Caissons* existiam duas barças, as quais já tinham o molde do fundo do caixão, que, por sua vez, tinha incorporados oito macacos hidráulicos.

A stabilizing fluid (bentonite) was used at this stage of the excavation, which was placed in the hole from the start of the excavation. Once the hole cleaning was completed and total renewal of the stabilizing fluid, the pile framework was introduced in several sections and connected by couplers and pipes were also fixed in several sections for use in the pile integrity tests.

This was followed by the final operation, which was the pile concreting, using the *Tremie* pipe technique (submerged concrete); this operation could last up to eight hours.

Of the 11 support axes for the Expo viaduct, five were of straight foundations using foundation blocks.

On the other hand, the foundations for the north tower and pier N° 4 of the main bridge were built with land access, using a temporary bridge to the cofferdam deck which was installed there.



Viaduto central. Montagem de caixões dos maciços de encabeçamento das estacas
Central viaduct. Installing box piles



Ponte principal, vista geral longitudinal a partir do estaleiro de Beirolas
Main bridge, general view from Beirolas yard

O levantamento do caixão e seu posicionamento sobre as estacas de apoio foi realizado por uma grua, utilizando quatro barras *Diwidag* pré-tensionadas, tendo sido previamente elevado 25 cm por macacos hidráulicos para não danificar a cofragem do fundo do molde. Estes caixões NSI pesavam 380 t, e o ciclo normal de fabricação era de cinco dias. Após a sua vedação, os trabalhos seguintes realizavam-se nas mesmas condições que em terra.

No caso da **ponte principal**, os maciços de encabeçamento das estacas das torres e dos pilares laterais, situados no rio Tejo, foram construídos dentro de ensecadeiras de estacas-prancha metálicas.

Os maciços de encabeçamento que suportam as torres, com dimensões da ordem de 84 x 20 m, foram construídos na seguinte sequência:

- Dragagem do fundo do rio no local das ensecadeiras até às cotas da escavação dentro das mesmas (-7,5 m);
- Cravação das camisas metálicas (bainhas), com 40 m de comprimento, nas estacas escavadas e montagem da estrutura dos quadros metálicos de guia para cravação das estacas pranchas e de escoramento, apoiada nessas camisas (bracing frame);

Pile groups

Generally speaking, following the execution of the excavated piles, the cleaning concrete was made and the piles were then cut at the defined project height. This was followed by placing the frameworks, framework assembly and cap concreting.

In relation to the **central viaduct**, the pile groups were made using prefabricated concrete caissons, on barges at the Seixal yard. There were two barges for the *NSI caissons* which already had the mould for the bottom of the caisson which, in turn, incorporated eight hydraulic jacks.

Raising and positioning the caisson on the pile support was carried out by a crane, using four prestressed *Diwidag* bars which had been previously elevated 25cm by hydraulic jacks so as not to damage the formwork on the bottom of the mold. These NSI caissons weighed 380t and the normal manufacture cycle was five days. After sealing, the following work was carried out in the same conditions as on land.

In the case of the **main bridge**, the pile groups for the tower and lateral piles, located at the Tagus, were built inside metal sheet pile cofferdams.

The pier groups that support the towers, with dimensions of approximately 84 x 20m, were built in the following sequence:

- Dredging the bottom of the river at the cofferdam location until the excavation depth (-7.5m);
- Setting of metal sleeves, 40m in length for the excavated piles and structure assembly from metal guide panels for setting the sheet and support piles, supported in this bracing frame;
- Construction of temporary work platform for the pile drilling machines. This platform was supported on the sleeves of the excavated piles and finished with reinforced concrete. These panels were removable, allowing inner access to the cofferdam area;
- Execution of the excavated piles;
- Cleaning and leveling of the cofferdam base. All of the excavated material was taken by barge for

- Construção da plataforma temporária de trabalho das máquinas de perfuração das estacas. Esta plataforma apoiava-se nas bainhas das estacas escavadas e era acabada com placas de betão armado. Estas placas eram amovíveis, permitindo o acesso interior à área da ensecadeira;
- Execução das estacas escavadas;
- Feita a limpeza e a regularização do fundo da ensecadeira, todo o material escavado foi carregado em batelão, para descarga em vazadouro. A seguir foi colocada uma camada filtrante de 0,5 m, e depois foi lançada uma camada de betão (betão submerso) até à cota -5,5 m, formando o tampão do fundo da ensecadeira, com cerca de 1,5 m de espessura;
- Com a diferença da altura da água, de até 8 m na maré máxima, foram efectuados o esgotamento da ensecadeira e a regularização do topo do betão submerso e feito o arrazamento das estacas;
- A partir desse ponto, desenvolveram-se as actividades normais de montagem das armaduras e da betonagem do maciço de encabeçamento das estacas, com 3 m de altura (à cota de -5,5/-2,5). Dentro da ensecadeira, foram instaladas as gruas-torre para a construção do maciço de ligação dos pilares, que ia até à cota de +8,5 m, em forma de ponta de diamante. Essas gruas apoiaram a construção dos pilares da torre.

Nos apoios adjacentes, as ensecadeiras foram instaladas para a execução dos maciços seguindo os mesmos procedimentos, tendo as cotas das escavações atingido até -6,5 m.

De uma forma geral, os **pilares** foram executados com metodologia clássica. Nos casos de pouca altura, utilizaram-se cofragens com painéis fixos. Nos pilares do viaduto Expo e nas travessias das calas norte e de Samora, foram utilizadas cofragens em painéis trepantes, e na ponte principal, cofragens autotrepantes.

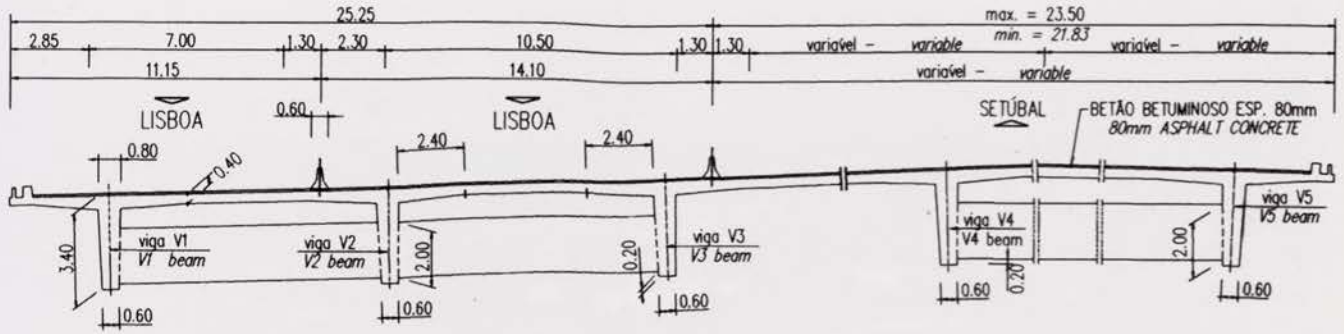
Nas torres da ponte principal, após atingida e construída a viga-caixão de ligação dos pilares na cota de +87 m, a construção passou a ser integrada

unloading at a refuse site. This was followed by placing a filter layer of 0.5m and then a layer of concrete (submersed concrete) until a level of -5.5m, forming the cover of the cofferdam base which was approximately 1.5m in thickness;

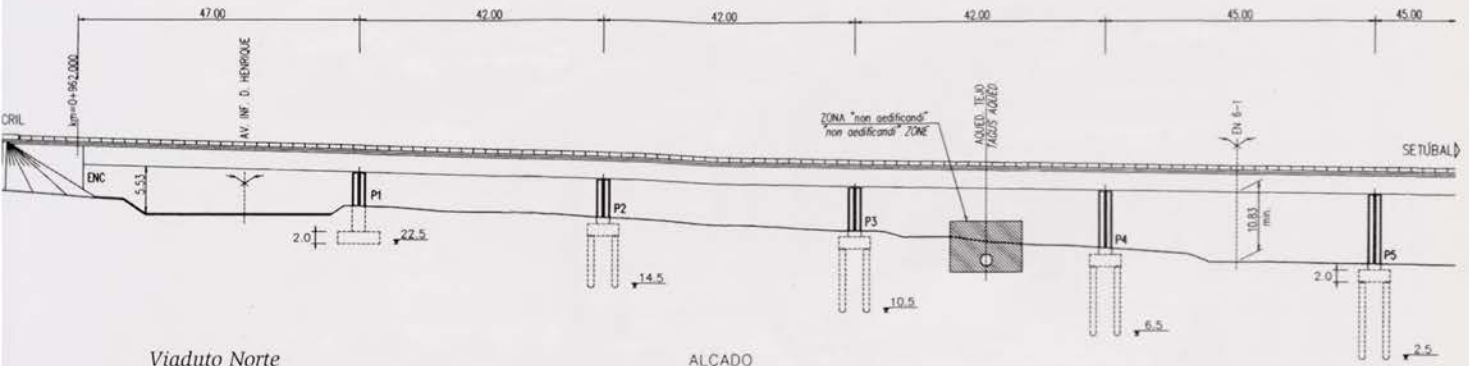
- With the difference in water levels, of up to 8m at high tide, draining of the cofferdam was carried out, leveling the top of the submersed concrete and finishing the piles;
- From this point, the normal assembly activities were developed for the framework and concreting of the pile groups for the piles of 3m in height (to levels of -5.5/-2.5). The tower cranes were installed inside the cofferdam to build the connection cap for the piers, which would go to the level of +8.5m, in the shape of the tip of a diamond. These cranes supported the construction of the tower piers.



Viaduto Expo e ponte principal. Em primeiro plano vê-se os pilares do viaduto Expo e ao fundo as torres da ponte principal Expo viaduct and main bridge. Piers of the Expo viaduct in the foreground and main bridge towers in the background



CORTE TRANSVERSAL TIPO
TYPICAL SECTION



Viaduto Norte
North viaduct

ALÇADO
ELEVATION

à execução do tabuleiro da ponte principal pela instalação dos tirantes a partir dessa cota.

No viaduto central, para a execução dos pilares baixos, o programa de equipamentos em serviço em cada eixo incluía uma barça com grua e outros equipamentos auxiliares e outra barça de apoio às equipas em serviço e armazenamento de materiais.

Este lay out foi utilizado na conclusão do maciço sobre estacas após a montagem do caixão prefabricado e a execução dos pilares baixos, que por sua vez receberam uma grua sobre pneus, sobre os maciços, para colocação dos aparelhos de apoio. Nos pilares mais altos e da travessia foi instalada grua torre sobre o maciço.

No viaduto sul, os pilares eram as próprias estacas. Como estes trabalhos foram realizados em terra, efectuava-se o saneamento do betão do topo

For the adjacent supports, the cofferdams were installed for executing the caps, following the same procedures and reaching excavation levels of up to -6.5m.

Generally speaking, the piers were executed using the classic method. In cases of low height, formwork with joined panels were used. For the Expo viaduct piers and the north and Samora crossings, formwork panels were used with slipforms for the main bridge.

For the main bridge towers, after reaching and building the connecting caisson beam for the piers to a level of +87m, the construction started working on the main bridge deck, with beam installation from this level.



Viaduto Expo. Conclusão da montagem das aduelas do tabuleiro
Expo viaduct. Completing installation of deck arches

das estacas e, com cofragem fixa e complementação das armaduras, eram concluídos os pilares. Em seguida, com a utilização de treliças, foi construída a viga de coroamento das estacas (travessa), quando eram corrigidas as diferenças de alinhamento das estacas.

Tabuleiros

Cada viaduto teve a sua metodologia de execução adequada às condições locais e à especificidade de cada projecto.

O **viaduto norte** é constituído por 11 tramos, com o vão inicial de 47 m junto ao encontro do lado norte, os três seguintes com 42 m e os restantes com 45 m.

O tabuleiro tem uma largura variável entre 30 m e 60 m, para a inserção das vias de aceleração e de abrandamento dos ramos do nó com a variante da EN 10. Transversalmente, é constituído por quatro vigas longitudinais em "T", de betão armado pré-esforçado, afastadas de 7,4 a 9,7 m entre eixos e ligadas superiormente pela laje de betão armado.

Os pilares, também de betão armado, são constituídos por peças ocas, de secção rectangular truncada nos vértices, apoiando as vigas do tabuleiro directamente em cada coluna. A metodologia de execução considerou processos com cimbramentos apoiados no solo.

O **viaduto da Expo** tem 12 tramos com vãos crescentes para a ponte principal (entre 45,6 e 61,6 m), de forma a haver uma progressiva adaptação do vão corrente no sentido do viaduto norte para o primeiro tramo da Ponte.

Estruturalmente, o tabuleiro considera duas vigas-caixão longitudinais de betão armado pré-esforçado, com 3,4 m de altura, em que as consolas laterais são interligadas na zona central por betonagem *in situ*, para formar uma peça monolítica com uma aplicação de pré-esforço transversal.

Neste viaduto, os projectistas optaram por uma solução em aduelas prefabricadas em avanços sucessivos para materializar o respectivo tabuleiro.

For the central viaduct, to build the low piers, the layout for the service equipment on each axis included a barge with a crane, other auxiliary equipment and another support barge for the service teams and storing materials.

This layout was used in the conclusion of the pile groups, after the assembly of a prefabricated caisson and the construction of the low piers, which each received a crane on tires, on caps to place the support equipment. For the higher piers and crossing, a tower crane on a cap was installed.

For the south viaduct, the piers were the piles. As this work was carried out on land, the concrete cleaning for the top of the piles was carried out, with a fixed formwork and complemented by frameworks, the piers were completed. This was followed by the construction of the crowning beam for the piles, using trusses, when the alignment differences for the piles were corrected.

Decks

Each viaduct had its execution methodology, specific to local conditions and specifications of each project.

The **north viaduct** comprises 11 sections with an initial span of 47m, near to the north side abutment, the next three 42m and the rest 45m.

The deck has variable widths of between 30 and 60m for the insertion of the acceleration and reduction roads for the interchange branches with the EN10 alternative. It is formed transversally by four longitudinal "T" beams, made of pre-stressed, reinforced concrete, 7.4 and 9.7m apart between the axes and connected in the higher part by a slab of reinforced concrete.

The piers, also of reinforced concrete, are formed of hollow parts, with a rectangular section cut off at the apexes, supporting the deck beam directly on each column. The building methodology used processes with frameworks, supported on the ground.



*Viaduto Expo. Montagem de aduelas
Expo viaduct. Installation of the arches*

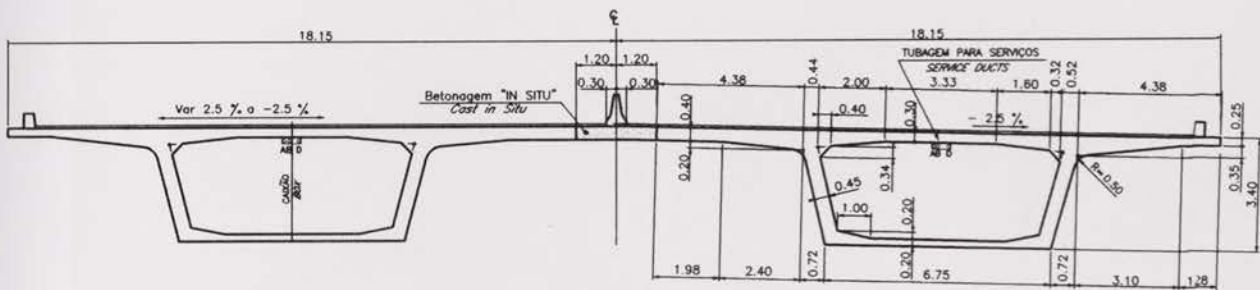
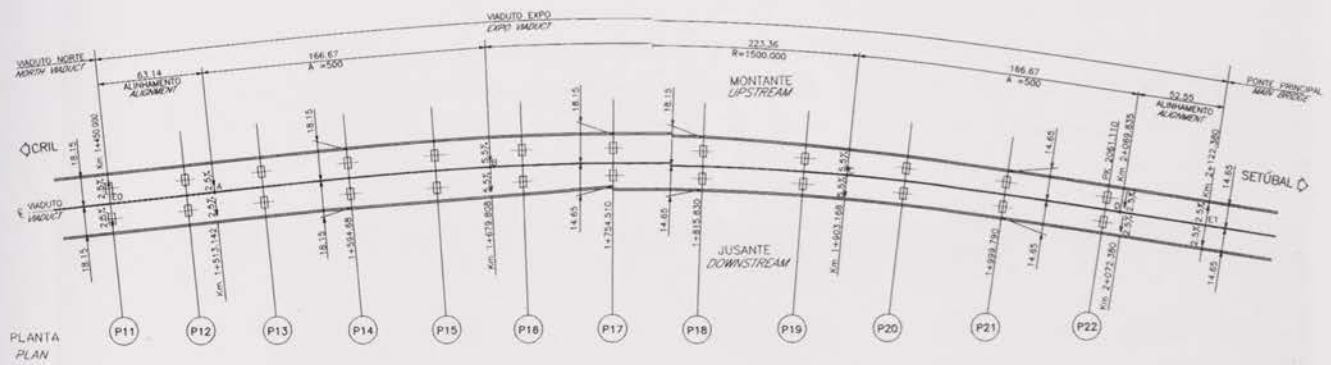
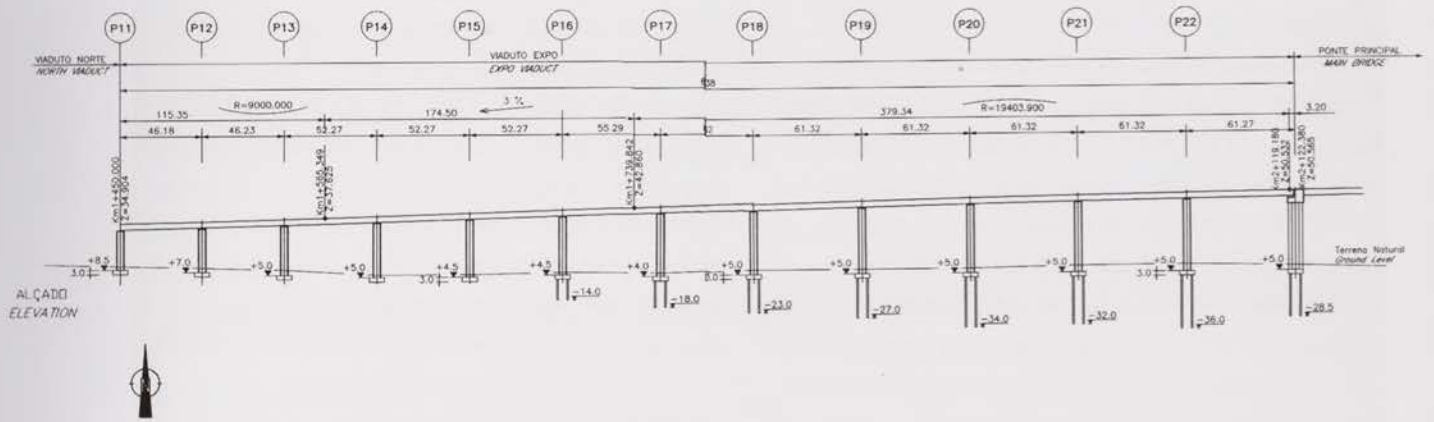
No total, foram instaladas 462 aduelas. No processo de fabrico no estaleiro, cada par de aduelas foi construído na sequência macho-fêmea, ou seja, cada aduela é betonada contra a anterior, atendendo à posição final que cada uma irá ocupar no *puzzle* do tabuleiro.

No processo de colocação, as aduelas foram alinhadas ao longo da directriz do tabuleiro, encostando-as uma às outras, e depois foram posicionadas (de duas em duas ou de três em três), recorrendo a barras *Diwidag*, introduzidas em fiadas de orifícios situados ao longo das respectivas almas. A fase seguinte consiste na introdução dos cabos de pré-esforço, que, ao serem puxados, posicionaram o troço do tabuleiro em construção no seu alinhamento final, auto-equilibrado em relação ao pilar de apoio.

The **Expo viaduct** has 12 sections with growing spans for the main bridge (between 45.6 and 61.6m) so that there is a progressive adaptation of the current span, relating to the north viaduct and first section of the bridge.

Structurally, the deck is formed of two longitudinal caisson beams of pre-stressed, reinforced concrete, 3.4m in height, on which the sides are interconnected with the central zone by concreting in place to form a monolithic piece with the application of vertical pre-stressing.

For this viaduct, the designers decided on a solution using prefabricated arches in successive advance, to materialize the respective deck. A total of 462 arches were installed. In the manufacturing process at the yard, each pair of arches was built in a male-female sequence, where each arch is concret-



Viaduto Expo
Expo viaduct

Na metodologia de construção do tabuleiro do **viaduto central**, foram utilizadas duas soluções, ambas considerando a prefabricação de elementos no estaleiro.

O viaduto central contava com um estaleiro próprio com capacidade para a prefabricação de todas as estruturas em betão – vigas, aduelas e caixões – assim como de uma central de ferro que preparava todas as armaduras aplicadas nestas estruturas, e também para as demais secções do viaduto.

Para os vãos correntes, foram prefabricadas 150 vigas com 78 m, 2200 t e uma altura constante de 3,95 m. A primeira etapa consistiu na prefabricação dos oito segmentos que compõem uma viga, em quatro mesas de fabricação. Com a utilização de um pórtico, os segmentos eram colocados no banco de montagem da viga. Estas peças eram ajustadas e solidarizadas por pré-esforço. Em seguida eram transportadas, por um pórtico para 2200 t, com 82 m de comprimento, para o *pier (jetty)* de armazenamento das vigas.

ed to the previous one, paying attention to the final position that each one will take in the deck puzzle.

In the placing process, the arches were aligned along the directive of the deck, putting them side by side and then they were positioned (in pairs of two or two groups of three), using *Diwidag* bars, introduced into rows of holes situated along the respective cores. The following phase comprised the introduction of pre-stressed cables which when pulled, positioned the piece of deck being constructed into its final alignment, self-balanced in relation to the support pier.

In the deck construction methodology for the **central viaduct**, two solutions were used, both considering the prefabrication of elements in the yard.

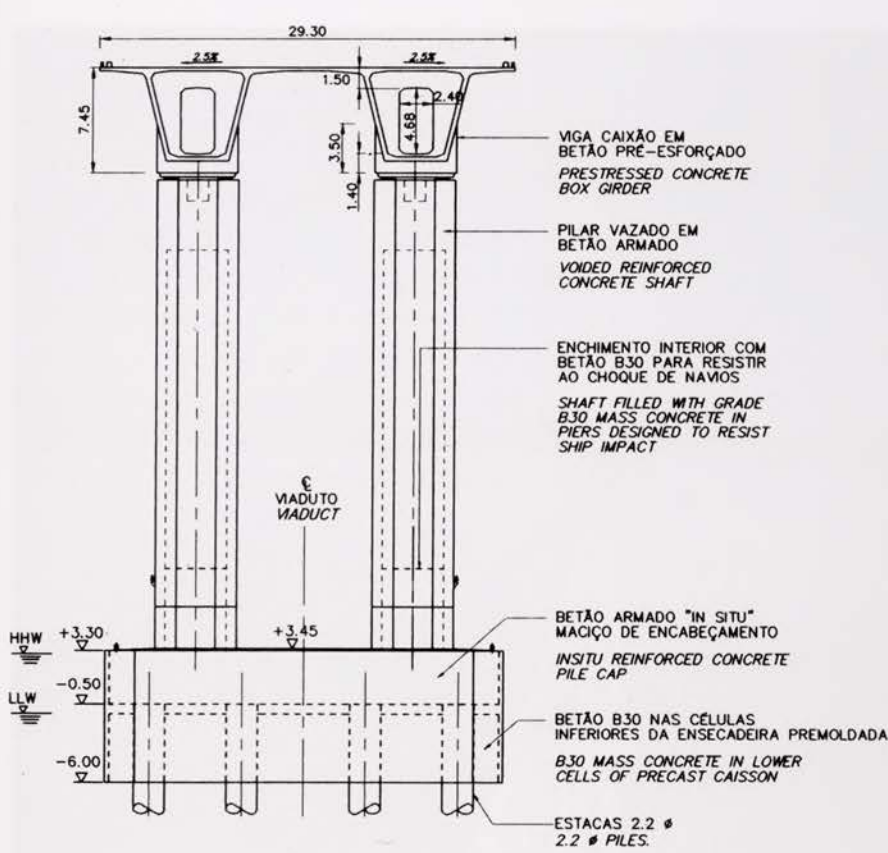
The central viaduct used its own yard with a prefabrication capacity for all the concrete structures – beams, arches and caissons – as well as an iron center, which prepared all of the frameworks applied in these structures and also for the other viaduct sections.



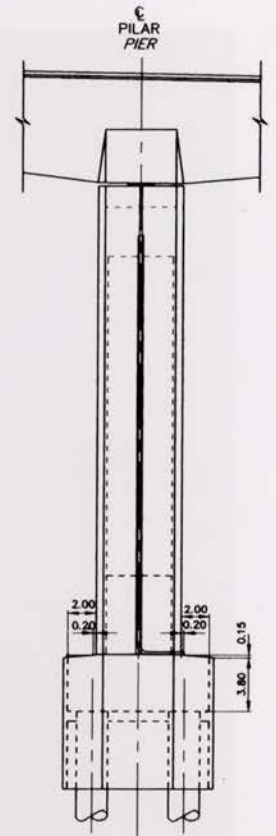
Viaduto central. Cala das Barcas e montagem de aduelas
Central viaduct. Cala das Barcas and installation of arches



Viaduto central, montagem de viga com 78 m, com a grua Rambiz
Central viaduct, installing 78m beam with the Rambiz crane ship



VISTA DO PILAR P5
PIER 5 ELEVATION



VISTA LATERAL
SIDE ELEVATION



Viaduto Central
Central viaduct

O transporte e lançamento destas vigas foi contratado com a empresa holandesa *Huisman-Itrec BV*, que construiu, especialmente para esta obra, um navio-guindaste, do tipo catamarã, denominado *Rambiz*, capaz de fazer o lançamento de uma viga em cada dois dias. Este equipamento facilitou o programa de suspensão, que exigiu o posicionamento de um total de 150 vigas, cada uma com 78 m de comprimento e 16 m de largura e com o peso de 2200 t. Além disso, o navio-guindaste também se encarregou de colocar oito secções de topo de pilar do tipo cruzeta, cada uma das quais pesando 1200 t, bem como da instalação de oito unidades de vão lateral de 200 t.

O alinhamento exacto da viga foi conseguido com a utilização de uma estrutura auxiliar de apoio, em forma de forquilha, previamente instalada nos pilares. Por entre as forquilhas foram arriados os pinos auxiliares, previamente fixados também nas extremidades, no eixo longitudinal das vigas. O *Rambiz* contou com um aparelho de suspensão especialmente projectado para suspender e posicionar a viga, sustentando-a por baixo, visto não haver pinos de içamento. Apoiada a viga nos aparelhos provisórios, outros guinchos soltavam e arriavam o balanço novamente sobre o convés da cámbrea. Este iniciava então a viagem de volta para trazer a viga seguinte. A produção média de fabrico e montagem foi de 2,75 vigas/semana.

Os vãos de navegação das calas, tendo o central 130 m e os laterais 93,5 m, foram executados em consola, por avanços sucessivos, com aduelas prefabricadas, solidarizadas com pré-esforço longitudinal, interior e exterior ao betão. Estas aduelas, com inércia variável, num total de 376 peças, foram prefabricadas no estaleiro. A montagem também foi realizada com a grua *Rambiz* para as localizadas sobre os pilares, e com a grua *Dyna-M* para as outras aduelas.

Além disso, houve a necessidade da criação de um acesso para veículos em trechos do tabuleiro deste viaduto, para agilização dos trabalhos finais do pré-esforço e dos acabamentos. A partir do pier situado no estaleiro de Beírolas, foi instalada uma rampa

For the current roads, 150 beams were prefabricated of 78m, weighing 2,200t and with a constant height of 3.95m. The first stage consisted of the prefabrication of eight segments which make up the beam, on four manufacturing tables. Using a gantry crane, the segments were placed on a beam assembly bench. These parts were adjusted and soldered for pre-stressing. They were then transported from a gantry crane to 2,200t and 82m in length, to the jetty for beam storage.

Transportation and placements of these beams was contracted to the Dutch company *Huisman-Itrec BV* which built a catamaran type crane ship called the *Rambiz* especially for this project. The *Rambiz* was capable of laying one beam every two days. This equipment aided the suspension program which required the positioning of 150 beams, which were each 78m in length, 16m in width and 2,200t in weight. The crane ship was also responsible for placing eight "T" type sections for the top of the pier, each weighing 1,200t, and the installation of eight 200t lateral span units.

The exact alignment of the beam was made possible using an auxiliary support structure, in the shape of a "Y" and previously installed on the piers. The auxiliary pins were lowered between the "Y" structures, which had also been previously joined at the edges, at the longitudinal axis of the beams. The *Rambiz* used specially designed suspension equipment to hoist and position each beam, supporting it underneath, as there were no hoisting pins. The beam was supported on provisional equipment and other cranes released and lowered the balance again on the deck of the crane. This started the return trip to bring the next beam. The average manufacturing production and assembly was 2.75 beams per week.

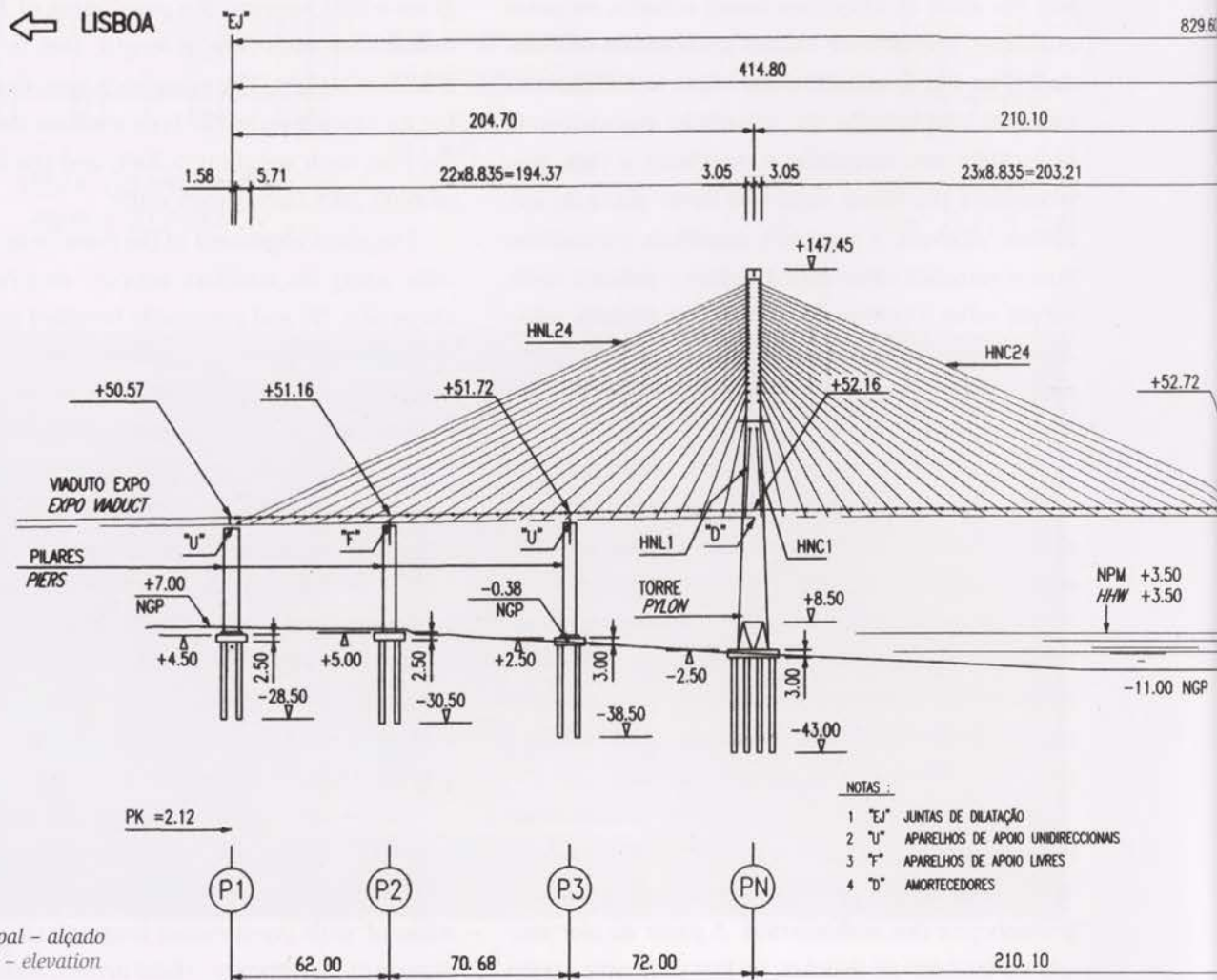
The channels' navigational spans, with a central span of 130m and sides of 93.5m, were cantilevered in successive advances, with prefabricated arches, soldered with pre-stressing longitudinal, inside and outside of the concrete. These arches, with a variable

para transporte por *ferry* até uma outra rampa instalada no viaduto junto à cala da barcas. Com isto, os acabamentos sobre este tabuleiro puderam ser iniciados sem acessos pelas extremidades da obra.

O tabuleiro da **ponte principal**, com a largura de 31,28 m, é constituído por duas vigas longitudinais em betão, com 2,6 m de altura por 1,3 m de largura, ligadas a cada 4,41 m por uma viga metálica com 2 m de altura. Encontra-se suspenso directamente da vigacaição da ligação dos pilares das torres para resistir aos sismos. A ligação do tabuleiro com as torres é assegurada por amortecedores que diminuem o seu deslocamento devido às acções sísmicas e dos ventos.

inertia and total of 376 parts, were prefabricated in the yard. The assembly was also carried out by the crane *Rambiz* for those located on the piers and with the crane *Dyna-M* for the other arches.

As well as this, it was necessary to create access for vehicles on parts of the deck for this viaduct, to accelerate the final pre-stressing and finishing work. A ramp was installed from the pier located in the Beirolas yard to transport by ferry to another ramp installed at the viaduct near the Barcas channel. In this way, the finishing work on this deck could be started without requiring access from the project periphery.



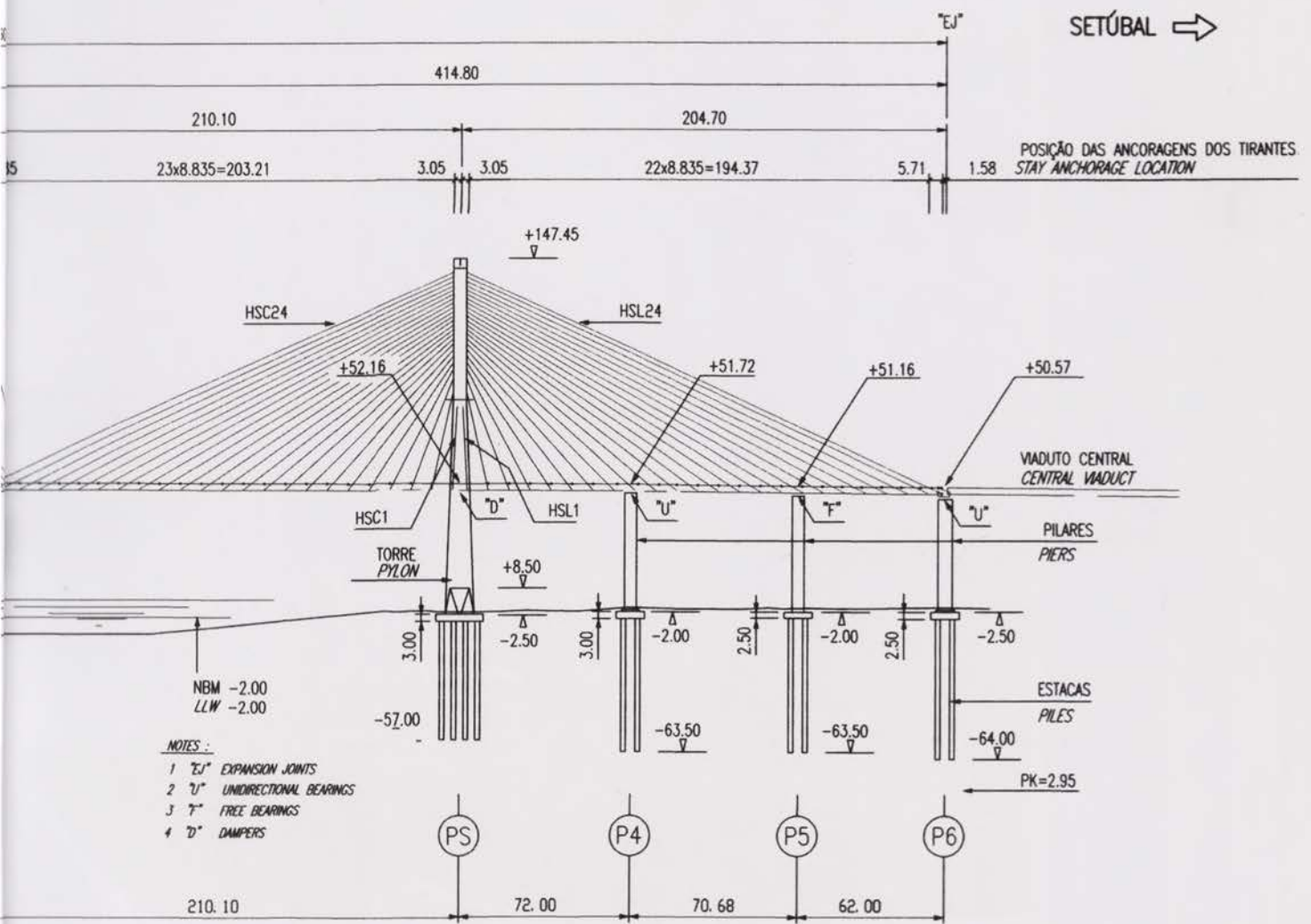
Ponte principal - alçado
Main bridge - elevation

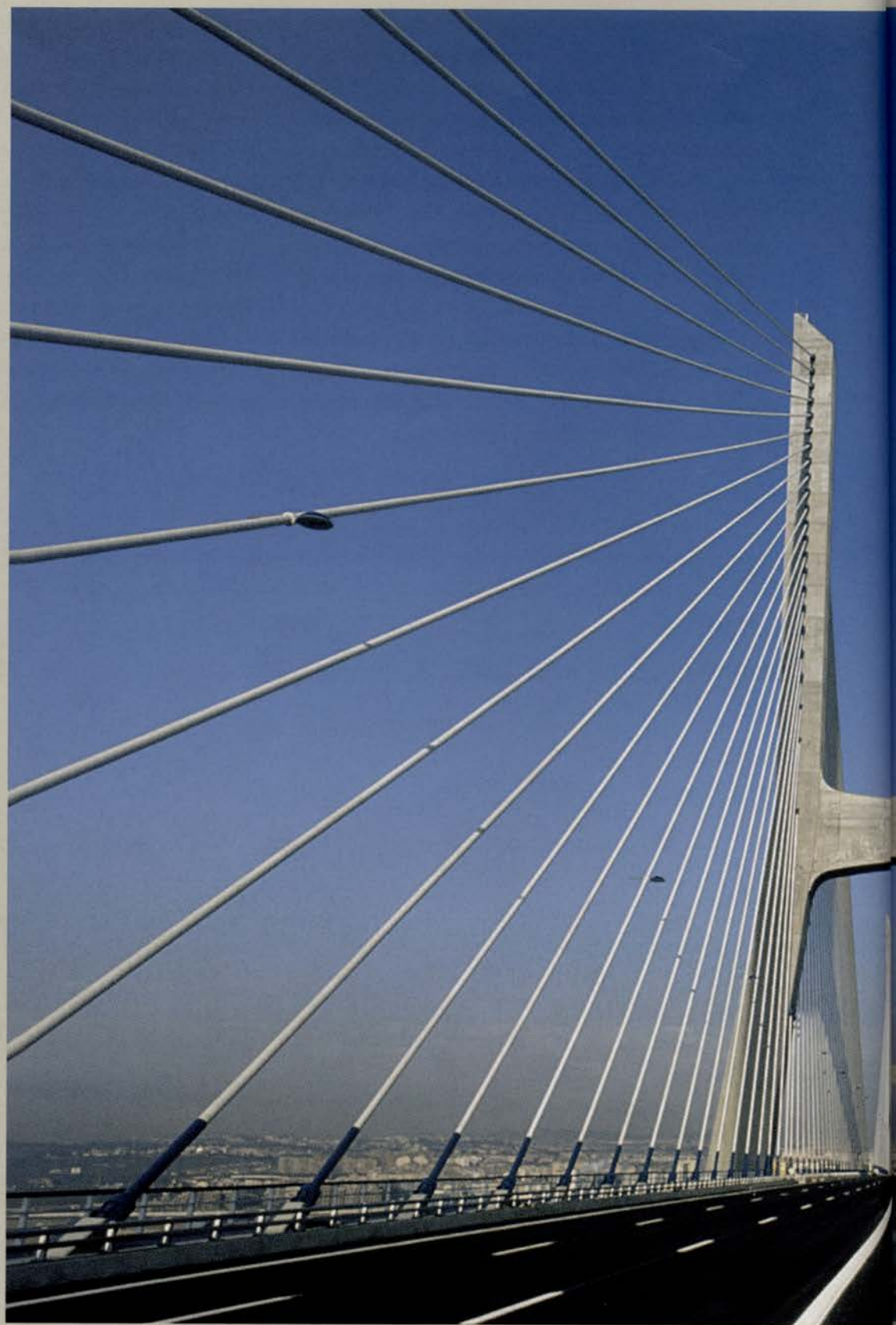
Esta solução permitiu a montagem dos carros de avanço e a construção das três primeiras aduelas sobre o topo da base das torres, num total de 2000 t, sendo posteriormente içadas por cabos até à sua posição definitiva.

Os carros de avanço permitiram realizar aduelas de 8,83 m de comprimento em duas fases. Durante a primeira fase da betonagem, os tirantes definitivos serviram para o suporte do equipamento. Seguiu-se a betonagem da laje. A cada avanço dos carros, foi instalado um par de novos tirantes a partir dos pilares verticais das torres. Estes pilares atingem uma altura da ordem de 150 m e têm gabaritos metálicos para a colocação dos tirantes na rigorosa posição do projecto.

The deck of the **main bridge**, with a width of 31.28m, is comprised of two longitudinal concrete beams, 2.6m in height and 1.3m in width, connected every 4.41m by a metal beam of 2m in height. It is directly suspended from the caisson beam and connecting the tower piers to resist earthquakes. The connection of the deck with the towers is secured by shock absorbers, which reduce dislocation because of seismic activity or wind.

This solution allowed the assembly of the advance cars and construction of the first three arches on the top of the tower base, a total of 2000t, being later hoisted by cables to their definitive position.









Ponte principal - execução do tabuleiro sustentado pelos tirantes
Main bridge - building the cable-stayed deck

Na execução das aduelas do tabuleiro situadas entre os pilares adjacentes, os carros de avanço foram projectados para passar entre os pilares com um mínimo de peças a desmontar. Para apoio à execução dos trabalhos, além da grua-torre, utilizada basicamente na elevação das torres, também foram utilizados outros equipamentos instalados sobre as aduelas já construídas, tais como guindastes, camiões, guinchos, etc.

Todos os componentes aplicados, tais como betão, armaduras, cofragens, bainhas e carlingas metálicas, foram preparados no estaleiro. O betão foi bombeado a partir de instalação em terra até à torre sul por tubulação imersa a uma distância da ordem de 600 m.

Este estaleiro contou ainda com dois piers com 120 m de comprimento, que permitiram o carregamento dos componentes aplicados e dos

The advance cars allowed the construction of arches of 8.83m in length, in two phases. During the first concreting phase, the definitive tie beams served to support the equipment. This was followed by concreting the slab. At each car advance, a new pair of tie beams was installed from the towers' vertical piers. These piers reach a height of approximately 150m and have metal templates to place the tie beams in the precise project position.

In constructing the deck arches located between the adjacent piers, the advance cars were designed to go between the piers with a minimum of parts to disassemble. To support this work, besides the tower crane, used basically for elevating the towers, other equipment was also used, such as cranes, trucks,

equipamentos utilizados em barcaças para transporte até aos locais de aplicação.

O tabuleiro do **viaduto sul**, localizado no banco do Samouco, na zona do sapal, com a extensão de 3825 m e vãos típicos de 45 m, solidarizados a cada oito vãos (360 m de comprimento e 29,3 m de largura, com quatro vigas longitudinais), foi construído com a utilização de quatro vigas-treliça móveis de cimbria aérea, devido à variação das marés, ao longo de aproximadamente 2 km na travessia das salinas.

Foram abertas duas frentes de trabalho, tendo uma acesso pelo encontro do viaduto, e a outra um acesso construído em rampa num aterro próximo do limite da orla marítima.

Para a implantação das fundações com estacas escavadas de grande diâmetro neste local, foi construída uma plataforma provisória com aterro hidráulico, para apoio e circulação dos equipamentos. Após a execução das estacas, fazia-se o seu prolongamento e a viga de coroamento que servia de apoio ao tabuleiro. Esta plataforma foi posteriormente removida.

Cada treliça executava a montagem de cada vão do tabuleiro, com uma diferença de avanço de dois vãos entre as treliças da mesma frente. As vigas-treliça tinham um comprimento da ordem de 100 m, altura de 6,5 m e estavam a 3,5 m acima do tabuleiro.

Por razões ambientais, a obra foi construída, em grande parte, com acesso por sobre o tabuleiro já executado, minimizando os caminhos de serviço e a ocupação de áreas de trabalho ao longo da margem do Tejo, registando-se, inclusive, a suspensão dos trabalhos em até três meses durante a época de nidificação das espécies raras.

ESTALEIRO DE PRÉ-FABRICAÇÃO DO VIADUTO CENTRAL

As peças pré-fabricadas do Viaduto Central foram confeccionadas no estaleiro do Seixal, 20 km a jusante da obra no estuário do Tejo, concebido exclusivamente para esta finalidade. Nele foram produzidas as 150 vigas de 78 m de comprimento para os vãos



*Acesso sul
Southern access*

winches etc, installed on the arches, which had already been constructed.

All of the applied components such as concrete, frameworks, formwork, sleeves and metal girders were made in the yard. The concrete was pumped from an onshore installation to the south tower by a submerged pipe at a distance of approximately 600m.

The yard also had two 120m long piers, which allowed the loading of the applied components and equipment used, for transportation to the application locations by barges.

The **south viaduct** deck, located on the Samouco bank, in the riverside wetlands, covering 3,825m and with typical spans of 45m, soldered at every eight spans (360m in length and 29.3m in width, with four longitudinal beams), was built using four moveable truss beams with an overhead framework, due to the change in tides, for approximately 2km when crossing the salt pans.

Two work areas were opened, with access via the viaduct abutment for one. For the other, an access ramp was constructed in a reclaimed area near the seafront boundary.

To introduce the foundations with large diameter excavated piles at this location, a provisional

correntes e as 376 aduelas para os tabuleiros sobre os dois canais de navegação do Viaduto Central.

Neste estaleiro também foram executadas as cofragens em betão para os 81 maciços de encabeçamento das estacas, denominados de caixões, dos quais 73 não sujeitos a impacto de embarcações – *non ship impact caissons*, medindo 24 x 8 x 4 m e contendo 31 t de aço com 152 m³ de betão, cada, e oito sujeitos a impacto de embarcações – *ship impact caissons*, que suportam os pilares dos vãos das duas calas do Viaduto Central, constituídos, cada um, de 68 t de aço e 450 m³ de betão.

A Central de Betão deste estaleiro contou com duas misturadoras com capacidade de 60 m³/h, onde se produziram aproximadamente 140 000 m³ de betão.

A Central de Aço dispunha de três pórticos, com capacidade de 200 t cada, para transporte dos atados; equipamentos de corte e dobragem, monitorizados por computadores, que etiquetavam todas as informações sobre os elementos produzidos. Esta central processou cerca de 18 000 t de aço.

platform was constructed with hydraulic landfill, to support and circulate the equipment. After constructing the piles, the crowning beam, which was used as deck support and the piles were extended. This platform was removed at a later date.

Each truss contributed to the assembly of each deck span, with an advance difference of two spans between the trusses in the same area. The truss beams had a length of approximately 100m and height of 65m and were 3.5m above the deck.

For environmental reasons, the project was mainly constructed with access by the deck, which had already been constructed, minimizing the number of service trucks and occupying work areas along the bank of the Tagus. It can also be noted that work was suspended for up to three months during the nesting season for rare species.

PREFABRICATION YARD FOR THE CENTRAL VIADUCT

For the work at the central viaduct, an exclusive facility was used where 150 beams of 78m in length were produced for the current spans and 1,576 segments, including 376 segments attached to the two navigational channels.

At this yard, 81 piles were also made for the piers, called caissons, of which 73 are non ship impact type, which support the current beam spans, measuring 24 x 8 x 4m and each containing 31t of steel and 152m³ of concrete. The eight ship impact caissons, which support the spans of the two central viaduct channels, each comprise 68t of steel and 450m³ of concrete.

The concrete batching plant for this yard used two mixtures with a capacity of 60m³/h, where they produced approximately 140,000m³ of concrete.

The steel complex used three gantry cranes, each with a carrying capacity of 200t, as well as the cutting and folding equipment which was monitored by computers which labeled all the information on the elements produced. This yard steel complex processed approximately 18,000t of steel.



Viaduto central. Estaleiro de pré-fabricação
Central viaduct. Pre-fabrication yard



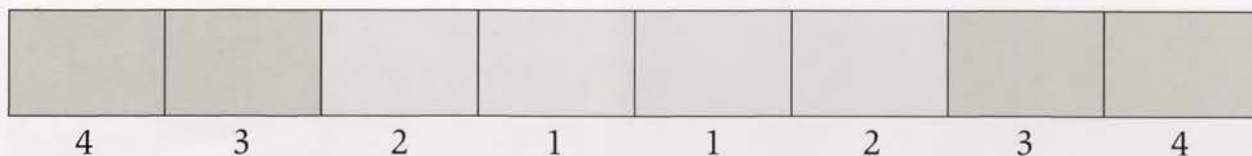
*Vigas-caixão do módulo estrutural do viaduto central
Box girders from the structural module of the Central viaduct*

As 150 vigas pré-fabricadas no estaleiro foram pré-esforçadas parcialmente *on-shore*, sobre duas camadas de montagem, com a aplicação de 8500 toneladas de aço e posteriormente o pré-esforço foi complementado *in-loco*, já com as vigas posicionadas sobre os pilares, para dar a continuidade ao tabuleiro.

As vigas do Viaduto Central são compostas por oito segmentos de quatro tipos diferentes (1 a 4), sendo dois segmentos de cada tipo. Existiam também diferenças entre as vigas padrão (internas), vigas especiais com zona de alargamento para emergências, e as vigas fim de viaduto, junto às duas calas, ao Viaduto Sul ou à Ponte principal. Foram produzidos 300 segmentos de cada tipo.

The 150 beams which were prefabricated at the yard, were pre-stressed both on and offshore, with the application of 8,500 tonnes of steel on the beams positioned in two assembly layers. Cable cutting and solder injection was carried out with the beams already positioned on the stock supports.

The central viaduct beams comprised eight segments of four different base types (1 to 4), that is two segments for each type. There were also differences between the internal beams, the special beams with an enlargement zone for emergencies, with expansion joints and the beams at the end of the viaduct near the two channels, the south viaduct or the main bridge. 300 segments of each type were produced.



Esquema de viga com tipos de segmentos
Beam diagram with segment types

Segmentos Tipo 1 – Segmentos standard de cada viga, localizados no meio, tendo nove toneladas de aço e 85 m³ de betão cada uma.

Segmentos Tipo 2 – Segmentos de desvio de cada viga, apresentando a zona em que o pré-esforço atingia a cota máxima inferior e realizava o desvio por uma viga interior reforçada. Tinha, cada um, 12 t de aço e 85 m³ de betão.

Segmentos Tipo 3 – Segmentos de alívio de carga de cada viga, com 13 t de aço e 82 m³ de betão.

Segmentos Tipo 4 – Segmentos de extremidade de cada viga. De grande complexidade construtiva, estes segmentos tinham diferenças bastante significativas consoante fossem de vão interior, vão exterior (na junta de expansão) ou de fim de viaduto. Eram neles que se encontravam as zonas de ancoragem de pré-esforço, as quais continham zonas especiais de reforço, com as armaduras em espiral. Cada peça continha 20 t de aço e 90 m³ de betão.

Para vencer os dois canais de navegação do Viaduto Central, o do Norte e o de Samora, com vãos principais de 130 m, foram produzidos 376 segmentos colados, sendo:

- 344 do tipo *Typical Segments*, destinados a vencer os vãos, apresentando as maiores dimensões em altura e maior esbelteza junto aos apoios, e menor altura e largura máxima no meio do vão;
- 24 do tipo *Hammer Heads*, destinados a apoiar, em conjunto de três unidades, no topo de cada pilar. Depois de apoiados eram sujeitos a pré-esforço vertical;
- 8 segmentos tipo 25, destinados ao topo do tabuleiro, fazendo a ligação com as vigas, sendo idênticos aos tipo 4 das vigas.

Segment Type 1 – Standard segment for each beam, located in the middle, each one with nine tonnes of steel and 85m³ of concrete.

Segment Type 2 – Diversion segment for each beam, introducing a zone in which the pre-stressing reached the maximum lower level and effected the diversion using a reinforced inner beam. Each one had 12t of steel and 85m³ of concrete.

Segment Type 3 – Load detour segment for each beam with 13t of steel and 82m³ of concrete.

Segment Type 4 – End segment for each beam. Of great construction complexity, these segments had significant differences, according to whether they were from the inner or outer span (at the expansion joint) or end of the viaduct. It was in these that the pre-stressing anchorage zones were found which contained special reinforcement zones and spiral frameworks. Each part had 20t of steel and 90m³ of concrete.

To pass the two navigational channels of the central viaduct, the north and Samora, with principal spans of 130m, 376 joined segments were produced:

- 344 Typical Segments aimed to pass the spans, representing the largest dimensions in height and greatest slenderness near the supports and less height and maximum width in the middle of the span;
- 24 Hammer Heads, aimed to support the top of each pier. After being supported they were subjected to vertical pre-stressing;
- 8 Type 25 segments, aimed for the deck top, connecting the beams and identical to the type 4 beams.

Estes segmentos colados dispunham de três formas de montagem de armaduras e duas células de betonagem. As armaduras pré montadas eram transferidas com recurso da grua para as células de betonagem. Estas tinham cofragens móveis para se adaptar à dimensão do segmento a produzir.

A magnitude da obra e as soluções técnicas e metodológicas aplicadas na sua execução, representaram, sem dúvida, um enorme desafio para as empresas envolvidas, principalmente tendo em vista, o facto de a Ponte Vasco da Gama ser um dos componentes da infra-estrutura básica do complexo urbanístico desenvolvido para a Expo-98 e vital para o seu sucesso. Executa-la no prazo estabelecido foi o seu maior desafio.

These joined segments had three types of framework assembly and two concrete cells. When the frameworks were ready, they were transferred using a tower crane to the concreting cells. Slipforms were used to adapt to the segment size to be produced.

The sheer magnitude of this project and the technical and methodological solutions applied when building it were a huge challenge for the contractors involved, particularly in view of the fact that the Vasco da Gama Bridge was one of the key components in the complex of facilities built for Expo-98, and was vital to the success of that event. Delivering the bridge on time was the greatest challenge of all.







Gare do Oriente

Gare do Oriente

A Gare Intermodal de Lisboa – GIL, conhecida como Gare do Oriente, construída em terrenos adjacentes à fronteira poente da zona de intervenção da Expo 98, constitui o maior complexo intermodal de transportes em Portugal e um dos mais significativos ao nível europeu, ao garantir o interface activo e integrado entre o sistema ferroviário, o metropolitano e a estação rodoviária, além do transporte aéreo, através de serviços aeroportuários de *check in*, bem como acesso privilegiado ao cais marítimo. O conjunto dispõe ainda de estacionamento privado para dois mil veículos.

Esta infra-estrutura insere-se também no processo de modernização da linha do Norte, da expansão da rede do metropolitano de Lisboa e do reequacionamento do modelo de transportes públicos e privados da cidade, em particular da sua zona oriental.

A Gare do Oriente é considerada uma estação completa por abrigar vários tipos de transportes públicos, além de contar com uma avenida de cada lado

Lisbon's Intermodal Station, known as "Gare do Oriente," was built on a site just west of the Expo 98 grounds. The largest intermodal transportation complex in Portugal and one of the most significant in Europe, Gare do Oriente establishes an active interface integrated with the railway, metro, and bus stations as well as air transportation check-in services. It is also connected to the bay. Gare do Oriente offers private parking facilities for 2,000 vehicles.

This infrastructure is also integrated with the modernization process of the North Line, and contributes to the expansion of the Lisbon Metro system and implementation of a public and private transportation model, particularly in the east zone of the city.

Gare do Oriente is considered a complete station as it connects several transportation networks. With Avenida Berlim on one side and Rua Recíproca on the other, plus two public squares, the station is easily accessible and highly integrated with the urban fabric.

(a Avenida de Berlim e a Rua Recíproca) e também duas praças, sendo, deste modo, uma estação muito permeável e de fácil acesso, proporcionando uma ampla integração com o tecido urbano.

Inaugurada em 19 de Maio de 1998, para atender aos visitantes da então Expo 98, e servindo hoje ao Parque das Nações, tem uma área bruta de 150 000 m² (excluído o piso de escritórios e dois pisos de estacionamento no viaduto ferroviário de transição, que totaliza 30 000 m²).

A sua cobertura, verdadeiro *ex libris*, é constituída por uma estrutura metálica formando um corpo que se assemelha a 60 árvores estilizadas, em aço e vidro, com 25 m de altura, e foi inspirada nos símbolos vivos, históricos e tradicionais da cidade de Lisboa.

It was inaugurated on May 19, 1998, to cater to increased volume due to Expo 98 visitors and currently serves the "Parque das Nações." This station covers an area of 150,000m² (excluding the office level and two private parking levels connected to the train station with a viaduct, which cover a total area of 30,000m²).

The roof, a true *ex libris*, is composed of a steel and glass metal structure in the shape of 60 stylized trees, 25m in height. The design was inspired by the living historical and traditional symbols of the city of Lisbon.

As this is a public space where people spend relatively little time, the architectural option chosen determined that the structural components should



Gare rodoviária, cais de embarque, pala de cobertura
Bus station, platform, roof



Gare ferroviária, cais de embarque
Railway station, platform

Por se tratar de um grande espaço público, com uma forte característica de permanência pouco prolongada, a opção arquitectónica foi no sentido de que a maioria dos elementos que compõem a estrutura se constituíssem num conjunto figurativo, não apenas formal, nele se destacando as inúmeras peças em betão, os conjuntos de painéis de tijolos de vidro, a calçada portuguesa, ou mesmo as palas metálicas, os elevadores panorâmicos, as guardas de vidro e a protecção lateral do cais.

A concepção arquitectónica desenvolveu-se em termos funcionais por diferentes componentes, constituindo um conjunto estruturalmente interligado, destacando-se:

- A componente ferroviária – localizada na zona nascente do complexo, tem 240 m de comprimento e 80 m de largura, desenvolve-se em três níveis:

illustrate a formal figurative formation, with several concrete pieces, glass brick panels, mosaic paving, metal shades, panoramic elevators, and glass protective panels and lateral protection for the bay.

The architectural concept was developed in functional terms with different components, resulting in an interconnected structure, including:

- The railway component – located in the east zone of the complex, 240m in length and 80m in width, built on three levels:

Upper level – railway platform – built on viaducts with four passenger platforms for eight lines. These platforms have a metal-and-glass tree-shaped roof;

Intermediate level – services area, ticket booths, waiting areas, coffee shop;



Gare rodoviária, cais de embarque. Cobertura da gare ferroviária ao fundo
Railway station, platform. Railway station roof in background

Nível superior – plataforma ferroviária – instalada sobre viadutos, com quatro plataformas de passageiros servindo oito linhas. Estas plataformas dispõem de cobertura em estrutura metálica de forma arborescente, revestida a vidro;

Nível intermédio – zona de serviços, bilheteiras, salas de espera e cafetaria;

Nível inferior – átrio de entrada, ao nível da Avenida de Berlim, Rua Recíproca e Praça do Oriente, o qual se interliga com a gare rodoviária e com o metropolitano;

- A componente rodoviária – localizada na zona poente do complexo, é constituída por cinco ilha / cais de serviço com a capacidade global para 40 autocaros e uma ilha, a mais próxima da estação ferroviária, para serviço de táxis, ao nível das avenidas adjacentes, a de Berlim e a Recíproca, à cota de +9,20;
- A componente metropolitano – situada à cota de -3,80, com 45 m de largura e 145 m de comprimento, é contígua à vertical poente da gare ferroviária e desenvolvida sob a ilha para táxis da gare rodoviária, com acessos a partir da galeria longitudinal à cota +3,60 e do átrio de entrada da gare ferroviária. Esta componente metropo-

Lower level – entrance area at street level, (Avenida Berlim, Rua Recíproca and Praça do Oriente), connecting with the bus station and metro;

- The bus-station component – located in the west zone of the complex, composed of five islands/service platforms with a total capacity of 40 buses and one island near the railway station for taxis, at street level (Avenida Berlim and Rua Recíproca), at a level of +9.20;
- Metro component – located at a level of -3.80, 45m wide and 145m long, the metro component is located near the west side of the railway station and under the bus station's taxi island, with access from the longitudinal gallery, at a level of +3.60 and the entrance of the railway station. This component also includes a south gallery, a power substation, and a north tunnel that is the terminus of the East Line, integrated to the metro component;
- Private parking facility – located under the bus station, on two underground levels, at levels +6.20 and +3.60, with a capacity for 2,000 vehicles, the parking facility is longitudinally connected with a pedestrian area, at a level of +3.60;

litana é composta ainda por uma galeria sul, a subestação e o designado túnel norte, que serve de término à linha do oriente;

- O parque de estacionamento – localizado sob a gare rodoviária e desenvolvido em dois níveis subterrâneos, às cotas de +6,20 e de +3,60, com uma lotação aproximada de 2000 lugares, interliga-se longitudinalmente com a galeria de circulação pedonal, à cota de +3,60;
- Os espaços comuns – constituídos pelas zonas de escritórios, áreas de serviços, zonas técnicas e, ainda, por corredores e galerias, incluem o átrio da estação ferroviária e as galerias longitudinais, às cotas de +14,00 e de +3,60;

Estes espaços integram também uma zona comercial com cerca de 3500 m², envolvendo parcialmente o átrio principal, às cotas de +3,60 e de

- Common areas – composed of offices, service areas, technical zones, corridors and galleries, including a railway station entrance and longitudinal galleries, at levels of +14.00 and +3.60; These spaces are also integrated to a commercial zone with 3,500m², partially connected to the principal atrium, at levels +3.60 and +9.20, and external areas, namely the Praça da Gare Ferroviária to the east, and Praça da Gare Rodoviária to the west;
- Operations Center – road traffic control area. Uses existing protocol between Expo 98, Brisa, JAE and Portugal Telecom;
- Rail traffic and office control – an area installed under the railway transition viaduct, equipped with a 10,000m² office level and parking levels covering 20,000m²;



Gare ferroviária, acessos à galeria pedonal e ao metro
Railway station, access to pedestrian gallery and Metro

- +9,20, e espaços exteriores, nomeadamente a Praça da Gare Ferroviária, a nascente, e a Praça da Gare Rodoviária, a poente;
- O centro de operações – espaço para operações do controlo do tráfego rodoviário. Utiliza protocolo existente entre a Expo 98, a Brisa, a JAE e a Portugal Telecom;
- Controlo de tráfego ferroviário e escritório – espaço instalado sob o viaduto ferroviário de transição, possui 10 000 m² de escritórios e 20 000 m² de estacionamento;
- Outros componentes – a Gare do Oriente inclui ainda a plataforma de vias, com uma extensão de mais de 2 km, um muro panorâmico na extensão da plataforma e um viaduto sobre a Avenida de Pádua.

- Other components – Gare do Oriente also includes a road platform over 2km long, a panoramic wall on the platform extension and a viaduct spanning Avenida de Pádua.

Designers

- Promon – south gallery-north tunnel-metro;
- Grid – underground station structure;
- Ferconsult – finishing and metro station facilities;
- Molttconsult – Avenida de Pádua viaduct;
- Tecnep – technical support/special facilities designer;
- Santiago Calatrava – architectural and structural concept.



Gare ferroviária
Railway station



Gare ferroviária. Fachada, destaque para os arcos e coberturas
Railway station. Façade, featuring arches and roofs

Projectistas

- Promon – galeria sul-túnel norte-metropolitano;
- Grid – estrutura estação-metropolitano;
- Ferconsult – obras de acabamentos e instalações da estação do metro;
- Moltconsult – viaduto Avenida de Pádua;
- Tecnep – apoio técnico/projecto de instalações especiais;
- Santiago Calatrava – concepção arquitectónica e estrutural.

FACTOS RELEVANTES

A circulação ferroviária

Durante todo o período de construção, foi determinante a obrigatoriedade da não interrupção da linha do Norte, autêntica espinha dorsal dos caminhos-de-ferro portugueses, tendo este facto obrigado a um processo de deslocação periódica das linhas

IMPORTANT EVENTS

Railway circulation

Throughout the construction period, the uninterrupted running of the North Line, the backbone of the Portuguese railway, was a determining factor. To accomplish the goal, the active lines had to be periodically rerouted, and some containment walls had to be erected, some with heights of up to 35m.

Demanding architectural features

As described by the designer himself, the architectural design included the following fundamental instruments: the cross-section, modulation, and the use of components typically based on an osteological anatomy. It included a technological style of architecture that was more than just technical and figurative, but not merely formal, while being adaptable to changes made in the course of construction.

activas, assim como à execução de paredes de contenção, algumas das quais com alturas de até 35 m.

A arquitectura exigente

O projecto arquitectónico, descrito pelo próprio projectista, considerou como instrumentos fundamentais a secção, a modulação e a utilização de componentes tipo, normalmente baseado na anatomia osteológica. Uma arquitectura tecnológica, mas não meramente técnica, figurativa, mas não simplesmente formal, e adaptável às modificações em curso da arte de construir.

Esta opção e o prazo para a execução da obra determinaram o desenvolvimento do projecto de forma simultânea, o que implicou uma grande incorporação de mão-de-obra, com apelo, em certas peças, às mais ancestrais artes de marcenaria e de calcetaria.

O risco sísmico

Por estar implantada em zona de elevado grau sísmico, a sua estrutura foi construída com betão armado fortemente hiperestático, de alta resistência, da classe B55.

Os picos de actividade

A construção registou verdadeiros picos de actividade, com um número de trabalhadores superior a 1800, correspondendo a mais de 20 % do total da mão-de-obra empregue em toda a zona de intervenção da Expo 98, incluindo o próprio recinto da exposição.

As restrições de acesso

A construção decorreu simultaneamente ao desenvolvimento de outras obras na sua contiguidade, o que obrigou à utilização de soluções tecnicamente eficientes, mas complexas. A limitação de espaço foi ainda patente em aspectos tão cruciais como a criação de plataformas-estaleiro ou a rede de abastecimento de betão, a partir de quatro centrais estrategicamente localizadas na periferia do empreendimento, a qual atingiu várias centenas de metros, tendo inclusive obrigado à instalação de

This option and the final deadline for the project determined the simultaneous nature of the design development and often required the use of specialized workers with skills in the traditional arts of joinery and sidewalk laying.

Seismic risk

Due to its location in a high seismic-risk zone, the structure was built with highly resistant hyperstatic class B55 reinforced concrete.

Peaks of activity

The construction involved peaks of activity with more than 1,800 workers, a number 20% higher than the workforce used to build Expo 98, including the exhibition hall.

Access restrictions

The construction occurred simultaneously with other works that resulted in the implementation of highly efficient solutions.

The space limitation caused some constraints for the jobsite and such critical tasks as mounting scaffolds and distributing concrete. This resulted in four concrete batching plants being strategically located on the outskirts of the site, covering several hundred meters. Some military bridges were installed over the railway tracks and high-power stationary pumps were used.

Removal and reinstallation of underground infrastructure

The existence of the largest water conduit and the largest sewage system in the city, along with other underground infrastructure required the construction of large galleries under the avenues and the station. These large-scale interventions involved the hoisting, and consolidation of this infrastructure while keeping it in operation on a permanent basis.

pontes militares sobre a via férrea e à utilização de bombas estacionárias de grande capacidade.

A remoção e reimplantação de infra-estruturas enterradas

A presença da maior conduta de água e do maior colector de esgotos da cidade, a par de outras infra-estruturas enterradas, obrigou à construção de grandes galerias, em profundidade situada sob as avenidas e a estação. Estas intervenções de grande

PRINCIPAL CONSTRUCTION ELEMENTS

Concrete

The concrete produced at the four main batching plants was the main material applied. Concrete was distributed through pipes of up to 400m in length using special stationary pumps (monthly maximum: 25,000m³).



*Gare do Oriente, vista geral
Gare do Oriente, general view*



Gare ferroviária
Railway station

envergadura consistiram essencialmente na suspensão, consolidação e manutenção do funcionamento permanente destas infra-estruturas.

PRINCIPAIS ELEMENTOS CONSTRUTIVOS

Betão

Estruturalmente, o betão foi o principal material aplicado, produzido em quatro centrais, posicionadas em função do centro de carga de aplicação, distribuído via tubagem, em rede com troços de até 400 m de comprimento e alimentado por bombas estacionárias especiais (pico de 25 000 m³ mensais).

Glass

One of the principal innovative techniques was the large-scale application of glass to the roofs and building levels.

In particular the levels connected to the railway station were built with prefabricated white concrete and fiber panels (3.20 x 2.80 x 0.10m) and 20 x 20cm glass blocks (approximately 4000m²) placed in a neoprene base to minimize vibration from railway trains. The load tests reached 1.5 x 500kg/m² (50% higher than the service load), without breaking.

For the roofs, molded glass pieces with 10mm double layers and two layers of thermal insulation were used to minimize the warming effects of the sun.

Vidro

Uma das principais inovações foi a aplicação de vidro em larga escala, quer nas coberturas quer nos pavimentos.

Nomeadamente, nos pavimentos dos cais ferroviários, foram utilizados painéis de 3,20 x 2,80 x 0,10 m, pré-fabricados, em betão branco com fibras e blocos de vidro de 20 x 20 cm (aproximadamente 4000 m²) assentes em base de neoprene para evitar as vibrações da circulação ferroviária. A compatibilização dos ensaios de carga obtidos foi de 1,5 x 500 kg/m² (50 % superior a carga de trabalho), sem se atingir a ruptura.

Nas coberturas foram utilizadas peças de vidro, moldadas, em dupla camada de 10 mm, com duas camadas de películas de isolamento termico, para atenuar o efeito do aquecimento solar.

Estruturas

Árvores:

- 60 unidades compostas de cinco elementos básicos, em aço;
- peso total de 45 t de estrutura metálica, mais 11 t de vidro, por árvore;
- altura de 25 m.

Foram realizados ensaios especiais de deformações para verificar, comparativamente, o comportamento teórico previsto e o real relativamente:

- Ao comportamento estrutural devido ao efeito da variação térmica e da acção dos ventos;
- À minimização da transmissão de esforços à própria cobertura.

Abrigos – estrutura metálica coberta com vidro com uma galeria no piso +1.

Protecção lateral – confina e atenua os efeitos do vento nos cais, compostos de elementos perfilados de alumínio e vidro.

Arcos de betão armado da estrutura da gare ferroviária – 50 unidades principais, com vãos que variam entre 36 e 42 m (três primários e dois secundários apoiados nos primeiros), uma estrutura fortemente hiperestática para acautelar os efeitos provocados pela variação de temperaturas e de sobrecargas.

Structures

Trees:

- 60 units composed by five basic elements, made of steel;
- total weight of metal structure - 45 tonnes, plus 11 tonnes of glass per tree;
- 25m in height.

Special deformation tests were performed to comparatively measure the trees' anticipated theoretical behavior against actual behavior:

- structural behavior due to thermal variation and wind action;
- minimization of transmitted actions to the roof

Shelters – metal structure covered with glass with a gallery at level +1.

Lateral protection – to confine and minimize the effects of wind on the bay, composed of aluminum and glass elements.

Reinforced concrete arches for the railway station structure – 50 principal units, with spans from 36 to 42m (three primary and two secondary supported on the primary), and a highly hyperstatic structure to withstand temperature variations and overloads.

Pre-stressed – applied to the support for the first phase of arches at the slab for level 0, to shore up the base of the arches.

CONSTRUCTION METHODS

Metro structures

South Gallery – this metro section covers an area of 11 x 85m. It is located before the station and crosses under Avenida Berlim, connecting the metro component of the station with the East Line. On this avenue the drainage gallery NOVA 2 is located (supported by an auxiliary structure throughout construction) as well as other galleries that had to be re-structured

For its construction, diaphragm walls were used, and subsequently the upper slab was mount-





Pré-esforços – aplicados no apoio da 1ª fase dos arcos ao nível da laje do piso 0 para atirantar a base dos arcos.

MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Obras do metropolitano

Galeria sul – a secção do metro, com 11 x 85 m de extensão, que fica junto e antes da estação e passa por baixo da Avenida de Berlim, fazendo a ligação da componente metropolitana da gare com a linha do Oriente. Nesta avenida está localizada a galeria de drenagem Nova 2, que foi suportada por uma estrutura auxiliar durante a construção, além de outras condutas que tiveram de ser reestruturadas.

ed for shoring the walls. Openings were maintained in this slab for the mechanical excavations to the bottom of the gallery, and finally the drainage layer was placed and the bottom slab was mounted.

Station – 145 x 45m in length, built with diaphragm walls anchored according to the advancement of the excavations. The bottom slab was mounted on the drainage and anchored layer, to support the uplift actions due to the pressure of the groundwater level.

North tunnel – the 480 x 11m section of the metro tunnel located just before and after the station. It includes a 30m ventilation shaft and a gallery to connect with this tunnel.

The excavation was performed using the NATM method, crossing very geotechnically sensitive soil,



Metropolitano, túnel norte. Secção escavada e revestimento
Metro, north tunnel. Excavated section and lining

Na construção foram utilizadas paredes moldadas, depois foi executada a laje superior, para o escoramento das paredes, e foram deixadas aberturas nesta laje para permitir as escavações mecânicas até à cota de fundo da galeria, sendo, finalmente, colocada a camada drenante e executada a laje do fundo.

Estação – com 145 x 45 m de comprimento, foi construída com paredes moldadas, ancoradas conforme o avanço das escavações. A laje de fundo foi executada sobre a camada drenante e ancorada, para suportar os esforços devidos à subpressão do lençol de água.

Túnel norte – a secção do metro, com 480 x 11 m de extensão, que fica junto e depois da estação. Também inclui um poço de ventilação de 30 m de altura, com galeria de ligação a este túnel.

A sua escavação foi feita pelo método NATM, tendo-se atravessado terrenos geotecnicaamente sensíveis, nomeadamente argilas. Foi utilizado o recurso à enfilagem antes da escavação da secção a pleno. Para o escoramento da secção após as escavações, foram aplicados cambotas metálicas e betão projectado.

Com a utilização das plataformas de apoio, foram instaladas mantas de geotêxtil, tela de impermeabilização de PVC termo-costurada fixada à secção escavada, e colocadas as malhas de armadura.

Numa terceira frente, era deslocado e posicionado numa secção o pórtico da cofragem móvel, seguindo-se a betonagem.

O poço de ventilação, em secção circular, foi construído com uma parede formada por estacas secantes e complementada com revestimento em betão armado, utilizando-se cofragens trepantes. Existe um sistema permanente de bombagem das águas de drenagem do túnel, situado na área do poço de ventilação.

Obras da gare rodoviária

A gare rodoviária ocupa a área de 27 800 m² de implantação, com parque de estacionamento em dois níveis subterrâneos, interligando-se estes longitudinalmente com a galeria de circulação pedonal.

namely clay. Metal plates were installed excavating the entire section. To shore the section after excavation, steel ribs and shotcrete were used.

With the use of support platforms, geotextile blankets, impermeable sheets of thermal-seamed PVC fixed to the excavated section and reinforcement mesh were applied. On a third site, a frame with mobile formwork was displaced and replaced in one section, followed by concreting.

The ventilation shaft, a ring-like section, was built with a wall of secant piles in addition to lining in reinforced concrete, using diaphragm walls. A permanent pumping system was installed in the ventilation shaft to drain the tunnel.

Bus station construction

The bus station has an area of 27 800m² with parking on two underground levels, connected longitudinally with a gallery for pedestrian circulation.

The station has a raft foundation with a drainage layer connected to a dewatering system. The structures of the underground levels were built by traditional construction methods.

For the construction of the pedestrian circulation gallery, after mounting the lower part of the arches, a highly complex movable formwork was used for the construction of the upper part, with the installation of casings for illumination, ventilation and incorporated installations.

In the circulation area, located above the underground levels, after the embankment built in the area, civil construction was performed, including the placement of prefabricated metal structures in galvanized steel, the transportation bay roofs, footbridges, etc.

Aluminium frames were used for the placement of glass panels in the roof, after the placement of double glass panels.

Railway station construction

From architectural and functional points of view, the railway station is the most important area in the complex.



Gare rodoviária - cais de embarque - abrigos
Bus station - platforms - shelters

A fundação foi executada em ensoleiramento, com camada drenante ligada a um sistema de esgotamento. As estruturas dos pavimentos subterrâneos, desenvolveram-se em processos construtivos tradicionais.

Na construção da galeria de circulação pedonal, após a execução da parte inferior dos arcos, foi utilizada cofragem móvel, de grande complexidade, para a construção da estrutura da parte superior, com o posicionamento dos negativos de iluminação e de ventilação, e das instalações incorporadas.

Na área de circulação, situada sobre estes níveis subterrâneos, após o aterro lateral da estrutura e da terraplenagem da área, seguiram-se os trabalhos de construção de obras civis, como a montagem das estruturas metálicas pré-fabricadas em aço galvanizado, das coberturas dos cais de embarque e dos passadiços, etc.

A colocação das placas de vidro nas estruturas de cobertura foi feita por intermédio de caixilharia de alumínio lacado branco, após a montagem das placas de vidro duplo.

Its construction was a great challenge, as regular railway traffic on the North Line could not be interrupted. Construction had to be divided into several phases. In the first phase, five new lines were constructed, while all the other lines were operating, requiring the construction of retaining walls, and diaphragm walls with 35m in height. Furthermore, special safety measures were taken.

Raft foundations were built in the underground excavations (155m in length).

The underground structure up to level +9.2 was built using traditional methods, but the first phase of the construction of the central arches proved to be quite complex.

The underground space has two main areas: the commercial area and the service area, on level +3.6, connected by the pedestrian circulation gallery. For the construction of upper arch slab, movable formwork was used, to facilitate the placement of casings for lighting, climate control and the elements for the embodied installation.

Obras da gare ferroviária

Do ponto de vista do aspecto arquitectónico e funcional, a gare ferroviária é a área mais importante do complexo.

Do ponto de vista da construção, representou um dos grandes desafios, tendo em vista a obrigatoriedade de não interrupção do tráfego ferroviário da linha do Norte. As obras tiveram de ser subdivididas em fases, considerando-se, na primeira fase, a execução total da estrutura para a implantação de cinco novas linhas, mantendo-se as linhas existentes em operação, que exigiram a execução, ao longo destas linhas, de contenções e de paredes moldadas com até 35 m de profundidade, além de cuidados especiais de segurança.

Nas escavações da área de subsolos, com 155 m de comprimento, foram executadas a fundação em ensoleiramento geral.

A estrutura do subsolo até ao piso +9,2 foi construída por processos tradicionais. No entanto, é de se salientar que o arranque dos arcos centrais se situa nessa estrutura, gerando alguma complexidade na mesma.

Este subsolo, basicamente, compõe-se de duas áreas laterais: a área comercial e a área de serviços, no piso +3,6, interligadas pela galeria de circulação pedonal. Na construção da laje do arco superior, foi utilizada cofragem com cimbra móvel, facilitando a colocação dos negativos de iluminação e de climatização e os elementos de instalação embutida.

As fundações laterais dos arcos que ficam sobre a Avenida de Berlim foram construídas em maciços sobre estacas. As dos arcos sobre a Rua Recíproca foram executadas em fundação directa.

A partir do piso +9,2, é atingida toda a complexidade do projecto estrutural. A execução da cofragem dos arcos, por exemplo, obrigou a uma rigorosa preparação para a fabricação dos moldes, na oficina de carpintaria do estaleiro, envolvendo trabalhos de marcenaria, além de protótipos para teste, quando da colocação das armaduras e da betonagem.

No cimbramento das cofragens das estruturas foram utilizados cimbres metálicos tradicionais e,



Gare ferroviária, escavação da segunda fase
Railway station: excavation during phase two

The lateral foundations of the arches located in Berlin Avenue were built in piles. The arches located on Reciprocal Street were built on shallow foundation.

From level +9,2, the structural is highly complex. For the execution of arch formwork, the moulds were prepared very carefully in a carpentry office of the site, with joiner works, prototype tests, during the placement of the reinforcement and concreting.

Traditional metal formwork was used for the structures and the roofs and reinforcements were placed with the support of tower cranes. B55 concrete was pumped from a fixed station located up to 400m away.

After the execution of the upper slab, waterproofing, crosswise drainage and placement of two railways in ballast in the train circulation area were done.

With the simultaneous execution of the first permanent tunnel and the first phase of the transient railway viaduct, North Line traffic was rerouted for the final part, and the second phase of the work was carried out using the same procedures.

Subsequent tasks included the construction of the railway bay and interconnected access, with the

com o apoio de guas-torres, foram instaladas as cofragens e as armaduras. As betonagens foram feitas com betão B55, bombeado de instalação fixa situada a até 400 m de distância.

Após a execução da estrutura da laje superior, foram feitas a impermeabilização e drenagem transversal e a instalação de duas das vias ferroviárias em balastro, na zona de circulação dos comboios.

Com a execução simultânea das obras de alargamento da via permanente e da primeira fase do viaduto ferroviário de transição, foi desviado o tráfego da linha do Norte para a parte concluída, permitindo a execução da segunda fase da obra, utilizando-se os mesmos procedimentos.

Seguiram-se os trabalhos de construção dos cais ferroviários e dos acessos interligados, com a montagem das estruturas metálicas das 60 árvores, de 25 m de altura, pesando 45 t cada, totalizando 2700 t de estruturas, todas pré-montadas em estaleiro junto ao lado sul da obra.

A colocação das placas de vidro nas coberturas e o acabamento dos pisos dos cais de embarque, em blocos de vidro e painéis branco, com fibras pré-fabricadas, são tipos de serviços também a destacar.

Viaduto ferroviário de transição – Edifício REFER

Implantado numa área de 80 x 130 m de extensão, este viaduto foi construído considerando o aproveitamento dos espaços inferiores do tabuleiro para a instalação de um piso para escritórios (piso +9,2) e mais dois pisos intermediários para estacionamento, de cerca de 700 lugares. Neste prédio funciona o centro de controlo das linhas da CP em todo o País.

A construção foi executada em estrutura tradicional, com fundações em estacas e as fachadas com painéis pré-fabricados em betão armado.

Devido à necessidade de se manter o tráfego ferroviário da linha do Norte, também houve necessidade de se fasear esta construção, com a execução de contenções ao longo da linha em serviço. Após o desvio desta linha para a estrutura da 1ª fase, foram retiradas as contenções e construída a 2ª fase.



*Gare ferroviária, cais de embarque e cobertura
Railway station, platform, platform and roof*

placement of 60-25m high metal trees, weighing 45t each, for a total of 2700t, which were pre-assembled on the site on the south side of the construction area.

The placement of glass panels on the roof and the finishing stages of the bay, in glass block and white panels, with pre-fabricated fiber, are services that are also worth mentioning.

Transition railway viaduct – REFER Building

Located in an area covering 80 x 130m, this viaduct was built considering the lower space of the deck for the installation of a level for offices (level +9.2) and two intermediate parking levels with 700 spaces. The control centre for CP lines for all of Portugal is located in this building.

This is a classic structure, with pile foundations and façades in prefabricated panels in reinforced concrete.

Due to the need to maintain the railway traffic of the North Line, this construction was done in

Plataformas de vias

A linha do Norte, entre a Avenida Marechal Gomes da Costa e a Avenida José Pinto Ribeiro, numa extensão da ordem de 2000 m, teve a sua plataforma alterada na largura, variando entre 16 m (quatro vias) e 80 m (oito vias, mais os cais ferroviários). Estes alargamentos foram feitos por aterros e muros de suporte, nomeadamente na área da Expo, demandando, ainda, a necessidade de restabelecimentos de passagens e reestruturação de redes de serviço, além da implantação do sistema ferroviário de ligação com a plataforma da Gare do Oriente.

phases, by erecting a retaining wall along the line. After the detour of this line for the first phase structure, the retaining walls were removed and the second phase was built.

Platforms

The North Line width, between Avenida do Marechal Gomes da Costa and Avenida de José Pinto Ribeiro, covering about 2,000m, was modified, ranging from 16m (four lines) to 80m (eight lines plus the railway bay). These extensions, made specifically in the Expo area, were built using embankments and retaining walls which required the re-establishment of crossings and restructuring of service networks in addition to the installation of the rail system connected with the platform Gare do Oriente.







Metropolitano de **Lisboa**

Lisbon Metro

A rede do metropolitano de Lisboa em 1995 operava com uma linha única bifurcada, com a extensão total de 19 km e 25 estações. O seu funcionamento foi iniciado em 1959 com apenas 6,5 km de extensão e operando com 11 estações. A partir daí, foram desenvolvidos vários planos de expansão, sendo que os principais ocorreram em 1963, 1966, 1972 e 1988.

Em 1993 o Metro iniciou a expansão desta rede viária através do Plano de Expansão da Rede - PER 1, transformando a então linha única bifurcada em três linhas independentes, com a construção de mais quilómetros e de novas estações.

Este plano introduziu várias modificações com base nos novos conceitos e em novas exigências do público, como por exemplo os cais das estações, que passaram de 70 a 105 m de comprimento, comportando comboios com maior capacidade.

The Lisbon Metro network in 1995 operated with a single forked line, extending over 19km and with 25 stations. It was initiated in 1959 extending only 6.5km and operating with 11 stations. From there, several expansion plans were developed, the main ones being in 1963, 1966, 1972 and 1988.

In 1993, the Metro began an expansion project through the Network Expansion Plan - PER 1, transforming the then single forked line into three independent lines, adding more kilometers and new stations.

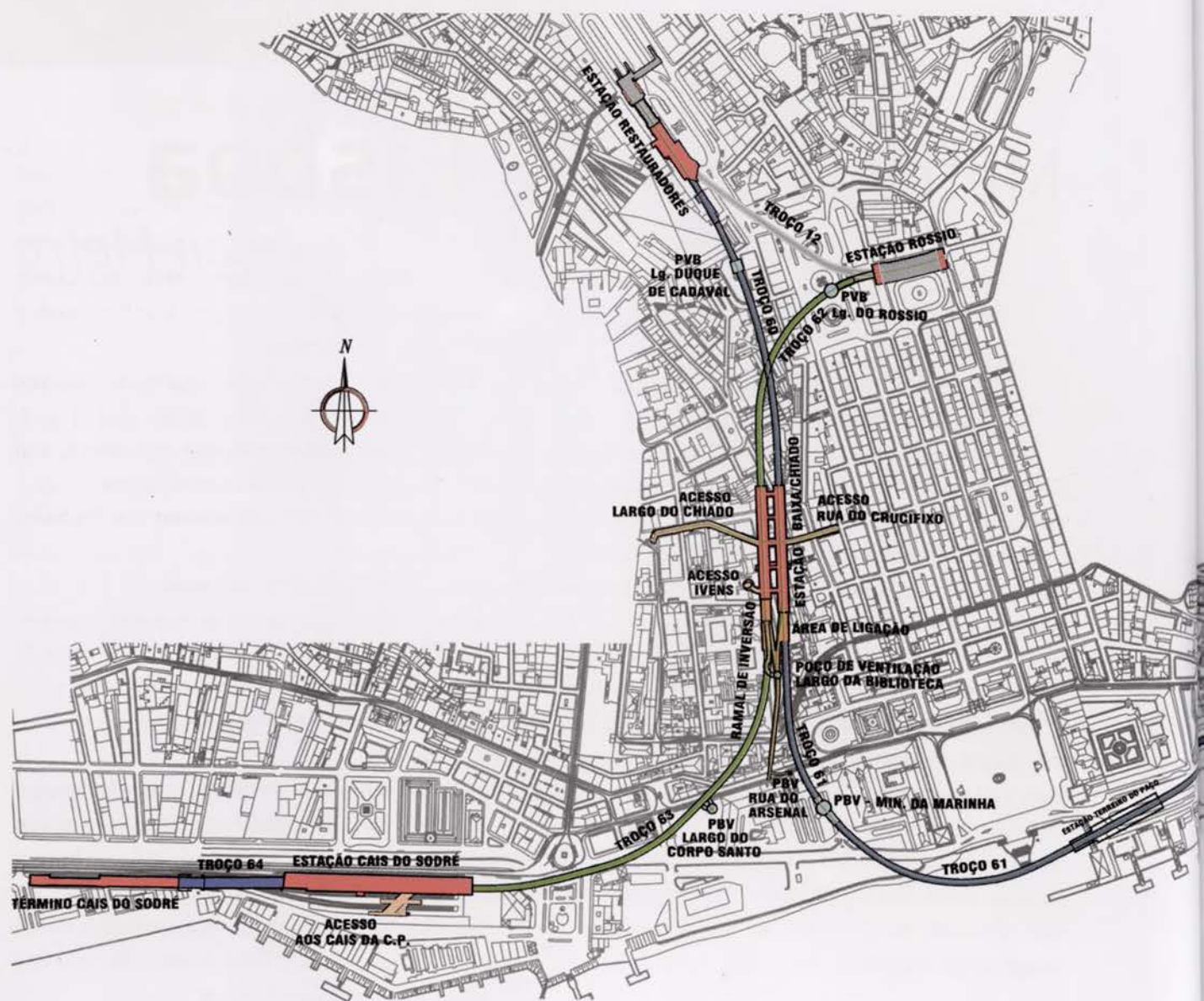
This plan introduced several modifications based on new concepts and public requirements, such as the station quays, that grew from 70 to 105m in length, to allow for trains with greater capacity.

The Plan also allowed the modernization of the rolling stock and the addition of new cars, forming trains with up to six units.

O Plano também proporcionou a actualização do material rolante e a entrada em serviço de novas caruagens, formando comboios de até seis unidades.

Abordaremos aqui o desenvolvimento deste último Plano de Expansão, mais especificamente das obras que foram contratadas pelo Metropolitano de Lisboa com o Agrupamento Complementar de Empresas denominado ACE-Metro e que constituem as obras da Baixa-Chiado.

This article discusses the development of this last Expansion Plan, and specifically of the construction projects that were contracted out by the Lisbon Metro with the complementary support of the companies composing ACE-Metro and contributing to the Baixa-Chiado construction project.



OBRAS E SERVIÇOS OBJECTO DO CONTRATO

O ACE-Metro, constituído inicialmente pelas empresas Bento Pedroso Construções, Somague, Agroman, Profabril, Kaiser e Acer, foi posteriormente alterado, passando a ser formado pelas empresas subsidiárias da Odebrecht (BPC e CBPO) e pela Somague, a quem coube a execução das obras.

O objecto do contrato compreendeu a elaboração do projecto detalhado e a construção dos tocos das seguintes obras civis:



Estação da Baixa-Chiado
Baixa-Chiado Station



Planta geral da localização das obras
General plan of construction site locations

CONTRACTED SERVICES AND PROJECTS

ACE-Metro, initially formed by the contractors Bento Pedroso Construções, Somague, Agroman, Profabril, Kaiser and Acer, was later altered, and composed of Odebrecht subsidiaries (BPC and CBPO) and Somague, which was responsible for carrying out the construction project.

The contract involved the detailed engineering and construction of the following:

- Baixa-Chiado station, east and west zones, and their access shafts and annex structure;
- Shield tunnel between Rossio and Cais do Sodré stations;
- Shield tunnel between Restauradores and Santa Apolónia stations;
- Cais do Sodré station and access shafts;
- Cais do Sodré terminus (train yard);
- Expansion of Restauradores station;
- Expansion of Rossio station;
- Seven access shafts for ventilation and drainage, three of which were used for the entrance and exit of the shield; Marinha access shaft, Jardim do Tabaco ventilation shaft, Corpo Santo access shaft, Rua do Arsenal access shaft, Largo do Rossio access shaft, Largo da Biblioteca access shaft and Largo do Duque do Cadaval access shaft.



Rede actual do metropolitano de Lisboa e sua extensão
Current Lisbon Metro system, including length

- Estação da Baixa-Chiado, zonas nascente e poente, e seus acessos e ramal de inversão;
- Túnel em escudo entre as estações do Rossio e do Cais do Sodré;
- Túnel em escudo entre a estação dos Restauradores e a estação de Santa Apolónia;
- Estação do Cais do Sodré e seus acessos;
- Término do Cais do Sodré (parqueamento dos comboios);
- Ampliação da estação dos Restauradores;
- Ampliação da estação do Rossio;
- Sete poços de bombagem e ventilação, sendo três deles utilizados para a entrada ou saída do escudo: poço da Marinha, poço de ventilação do Jardim do Tabaco, poço do Corpo Santo, poço da Rua do Arsenal, poço do Largo do Rossio, poço do Largo da Biblioteca e poço do Largo do Duque do Cadaval.

ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA REGIÃO DE IMPLANTAÇÃO

As unidades geológico-geotécnicas ocorrentes na região de implantação das estações do Cais do Sodré e da Baixa-Chiado foram apuradas através de sondagens realizadas durante as diversas fases do projecto.

Foram utilizados também os resultados de ensaios de laboratório em amostras indeformadas colectadas durante as investigações e de ensaios penetrométricos com cone do tipo holandês para a estação do Cais do Sodré, bem como o mapeamento geológico da galeria de drenagem da estação da Baixa-Chiado.

Unidades ocorrentes

A topografia nas margens do rio Tejo é relativamente suave e plana, com altitudes em torno de 3 e 4 m, contrastando com elevações de mais de 40 m sustentadas por sedimentos terciários próximo ao Largo da Biblioteca Pública, onde se encontra a estação da Baixa-Chiado.

Nas proximidades da estação do Cais do Sodré, essa morfologia, associada à drenagem local, permitiu a deposição de sedimentos alúvio-marinhos,

GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL ASPECTS OF THE REGION

The geological-geotechnical units occurring in the region of the Cais do Sodré and Baixa-Chiado stations were studied through boreholes drilled during several phases of the project.

Laboratory tests were also conducted using undisturbed samples collected during the research process and penetrometry using the Dutch Cone test for the Cais do Sodré station, as well as the geological mapping of the drainage gallery in Baixa-Chiado station.

Geological characteristics

The topography on the banks of the Tagus River is relatively flat, with altitudes of approximately 3 and 4m, contrasting with elevations of more than 40m supported by tertiary sediments near the Largo da Biblioteca Pública, where the Baixa-Chiado station is located.

Surrounding the Cais do Sodré station, this morphology, associated with local drainage, allowed the deposition of alluvial-marine sediments, covering older sediments (Miocene), while in the area of the Baixa-Chiado station, the alluvial deposit is absent due to the elevated topography. The "Estafânia sands" sediments, about 30 a 35m in depth, cover Prazeres limestone and clay.

Covering these units are fills of varied compositions and thicknesses, originating from human action.

The water level is relatively shallow, between 1.2m and 4m in depth (around 0 level), near the Cais do Sodré and Santa Apolónia stations. In the Baixa-Chiado station area, there are elevated layers around the + 8m level, associated with more permeable layers.

These characteristics can be summarized as follows:

- Fills: Cais do Sodré station presents thicknesses between 3 and 11m, generally with heterogeneous and sandy composition, with blocks of rock or demolition and pottery fragments.

recobrimo sedimentos mais antigos (miocénicos), enquanto em torno da estação da Baixa-Chiado a aluvião está ausente devido à maior elevação topográfica. Os sedimentos pertencentes às areolas da Estefânia, com uma espessura da ordem de 30 a 35 m, recobrem argilas e calcários dos Prazeres.

Recobrimo essas unidades, ocorrem aterros de composição e espessuras variadas, originados por acção antrópica.

O nível de água é relativamente superficial, encontrando-se entre 1, 2 e 4 m de profundidade (em torno da cota 0), nas proximidades da estação do Cais do Sodré e de Santa Apolónia. Nas áreas da estação da Baixa-Chiado, ocorre próximo da cota +8 m, existindo lençóis empoleirados, associados a camadas mais permeáveis.

Estas ocorrências podem ser assim resumidas:

- Aterros: A estação do Cais do Sodré apresenta espessuras entre 3 m e 11 m, geralmente de composição heterogénea e arenosa, com blocos de rocha ou de demolição e fragmentos de cerâmica; A estação da Baixa-Chiado apresenta espessuras menores, geralmente inferiores a 2 m, e uma composição similar à do Cais do Sodré;
- Aluviões: Na estação do Cais do Sodré são predominantemente argilosas a lodosas com intercalações de areia fina argilosa e lodosa. Apresentam resistência SPT entre 0 e 9, com valores mais comuns em torno de 4, com cores escuras e espessuras entre 10 e 17 m;
Na região do Rossio são na maior parte arenosas, localmente lodosas, com SPT entre 3 a 12 e espessuras até 17 m;
Na estação da Baixa-Chiado estão ausentes;
- Argilas e calcários dos Prazeres: Nas proximidades da estação do Cais do Sodré, ocorrem a partir das cotas -12 e até -23 m, representadas por argila siltosa (a margosa) cinza-esverdeada, com SPT > 30, geralmente em torno de 60. É comum a ocorrência de intercalações centimétricas de calcário margoso fossilífero.

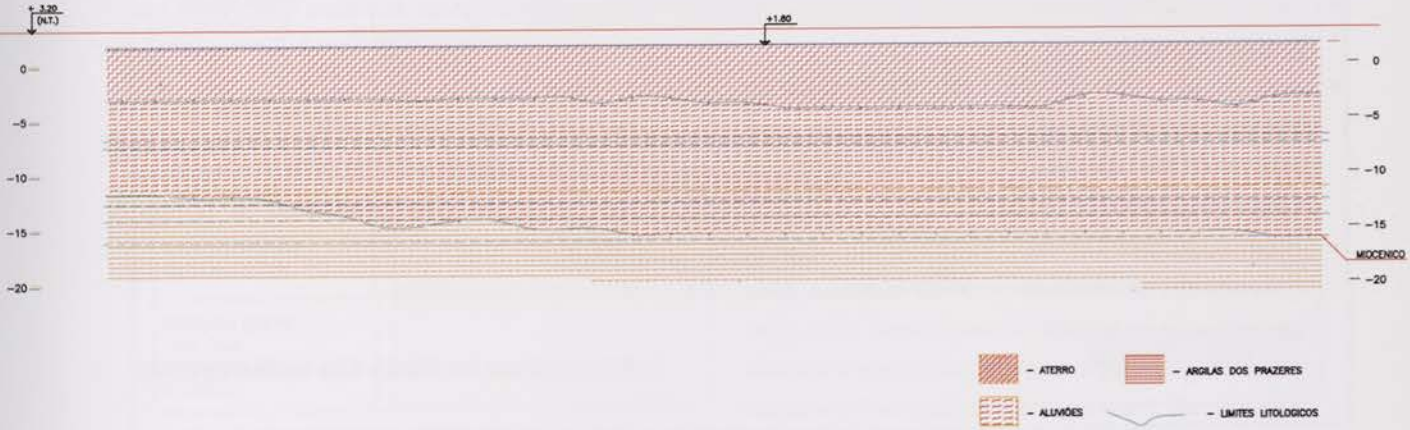
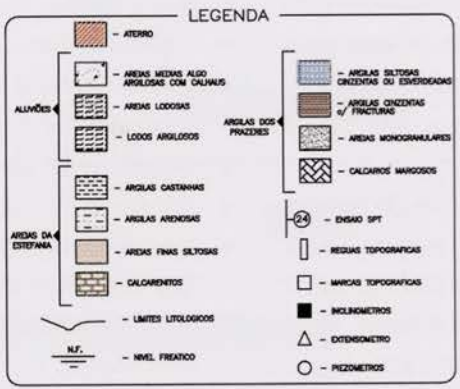
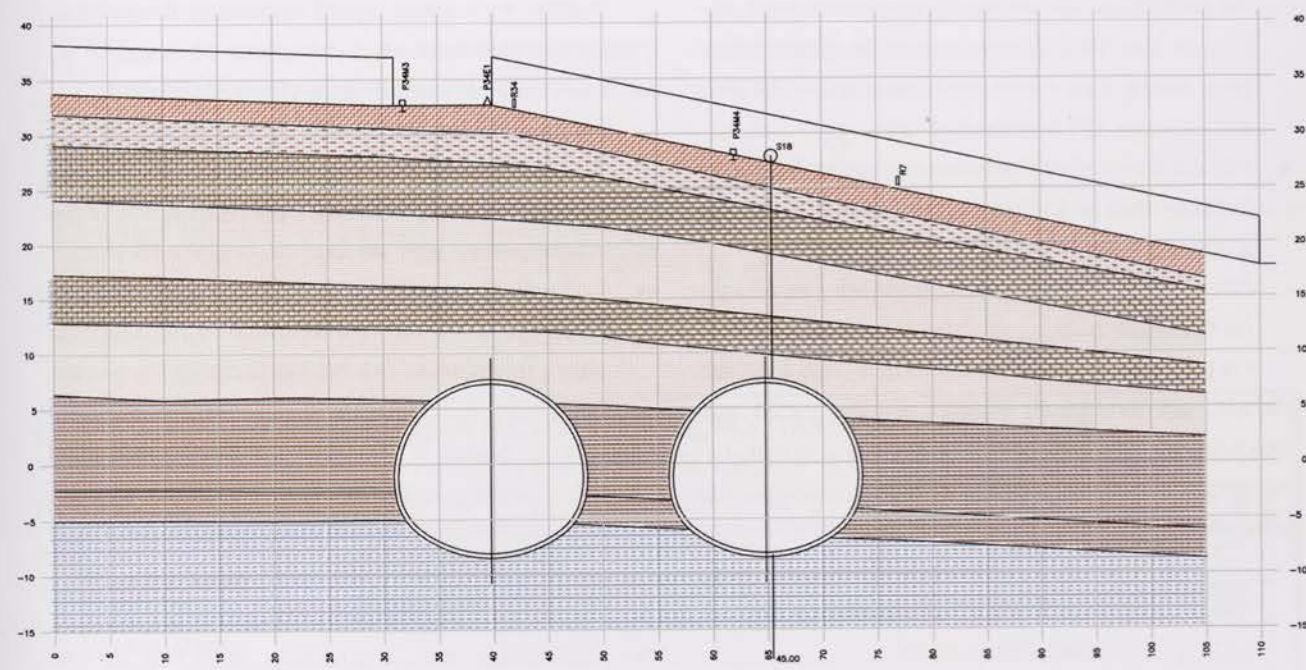
Baixa-Chiado station presents smaller thicknesses, generally less than 2m, and a composition similar to that of Cais do Sodré.

- Alluvial Deposits: At Cais do Sodré station; the soil is predominantly clay and soft mud with layers of fine clay and soft mud sand. SPT resistance is between 0 and 9, with values commonly around 4, dark colors and thicknesses between 10 and 17m;
In the Rossio region, the soils are largely sandy, occasionally soft mud, with SPT between 3 and 12 and thicknesses of up to 17m;
In Baixa-Chiado station they are absent.
- Prazeres clay and limestone: Surrounding Cais do Sodré station, from level -12 to -23m, there is green-grey silt clay (marly), with SPT > 30, generally around 60. Centrimetric layers of marly limestone with fossil content were common;
In Baixa-Chiado station, covered by Estefânia sands, there is black marly, silty clay with occasional layers of silty sand, with SPT around 60.
- Estefânia sands: Absent in the Cais do Sodré station region, eroded during the deposition of fluvial marine sediments;
Restricted occurrence in the Baixa-Chiado station area.

The geotechnical parameters vary with the depth, probably linked to the granulometric composition of the layers. There is greater granulometric heterogeneity in relation to the Prazeres clay.

PLAN FOR CIVIL CONSTRUCTION

- Construction of the Largo da Biblioteca access shaft to provide access for excavation of the drainage gallery underneath the connecting area, which allowed the excavation of the east Baixa-Chiado station, with a depth of 45m;
- Construction of the Cais do Sodré and Rossio station access shafts, that were used for entrance and exit of the shield on its first run. In this phase, the shield excavated the Baixa-Chiado



Perfil geológico da zona das estações da Baixa-Chiado e do Cais do Sodré
 Geological profile of the Baixa-Chiado and Cais do Sodré stations zone

Na estação da Baixa-Chiado, recobertas pelas areolas da Estefânia, apresentam argila siltosa a margosa negra com eventuais intercalações de areia siltosa, com SPT em torno de 60;

- Areolas da Estefânia: Ausentes na região de implantação da estação do Cais do Sodré, erodidas durante a deposição dos sedimentos flúvio-marinhos.

Apresentam ocorrência restrita na área da estação da Baixa-Chiado.

Os parâmetros geotécnicos variam com a profundidade, provavelmente ligados à composição granulométrica das camadas. Existe uma maior heterogeneidade granulométrica nessa unidade em relação às argilas dos Prazeres.

PLANO DE ATAQUE E PLANEAMENTO DAS OBRAS CIVIS

- Execução do poço do Largo da Biblioteca, para dar acesso à escavação da galeria de drenagem sob a área de ligação, o que permitiu a escavação da estação da Baixa-Chiado nascente, com a profundidade de 45 m;
- Execução do poço na estação do Cais do Sodré e do poço do Rossio, que serviram, respectivamente, de entrada e saída do escudo na sua primeira viagem. Nesta fase, o escudo atravessou, escavando, a zona da estação da Baixa-Chiado poente antes do início da escavação dessa estação.
- Troço do término do Cais do Sodré (garagem dos comboios);
- Poço da Marinha. O escudo retirado do poço do Rossio foi montado no poço da Marinha para escavar o túnel na direcção norte até ao poço do Largo do Duque do Cadaval;
- Poço do Cadaval. O escudo foi retirado desse poço e novamente montado no poço da Marinha, para escavar o túnel na direcção sul-sudeste até à estação de Santa Apolónia, onde permaneceu durante três anos até à execução das escavações da estação de Santa Apolónia, permitindo assim a sua retirada em perfeitas condições para reutilização;
- station west zone before beginning the excavation of this station;
- Cais do Sodré terminus section (train yard).
- Marinha access shaft. The shield removed from the Rossio shaft was re-assembled in the Marinha shaft to excavate the tunnel towards the north to the Largo do Duque do Cadaval shaft;
- Cadaval access shaft. The shield was removed from this shaft and re-assembled in the Marinha shaft, to excavate the tunnel towards the south-southeast direction, up to the Santa Apolónia station, where it remained for three years until the excavations of the Santa Apolonia station, thus allowing its removal in perfect condition for re-use;
- Largo do Corpo Santo shaft;
- Crucifixo access. This access shaft was for the removal of the excavation material from the Baixa-Chiado station on the east side;
- Chiado access;
- Rua do Arsenal and Escadinhas de São Francisco shafts, for compensation grouting;
- Access to CP platforms;
- Access to fluvial terminal;
- Special construction on the section between the Duque do Cadaval shaft and the Restauradores station, such as reinforcement of the buildings at Rossio train station, the CP, and the Avenida Palace hotel. These buildings were built over 100 years ago;
- Special construction between the Rossio shaft and Rossio station, such as reinforcement of the Pastelaria Suíça building;
- Expansion and remodeling of Restauradores station;
- Expansion and remodeling of Rossio station;
- Emergency and ventilation shaft at Jardim do Tabaco;
- Santa Apolonia station.

CONSTRUCTION METHODS FOR MAIN SERVICES

Several factors determined the construction methods used, mainly related to:

- Poço do Largo do Corpo Santo;
- Acesso do Crucifixo. Esse acesso serviu para a retirada de material de escavação da estação da Baixa-Chiado do lado nascente;
- Acesso do Chiado;
- Poço da Rua do Arsenal e poço das Escadinhas de São Francisco, para a execução de injeções de compensação;
- Local geology of the structures and the level of the groundwater;
- Technical feasibility;
- Most economic alternative;
- Safety during construction;
- Construction time compatible with general project schedule;
- Access conditions.

OBRAS DE AMPLIAÇÃO DO METROPOLITANO DE LISBOA – LOTE 1
LISBON METRO EXPANSION – SECTION 1

CRONOGRAMA DE BARRAS
BAR SCHEDULE

	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2003
	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND	JFMAMJJASOND
INSTALAÇÃO DOS ESTALEIROS JOB SITE INSTALLATIONS	[Shaded bar from start to end]											
TÚNEIS EM ESCUDO SHIELDS TUNNELS			[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]				
AMPLIAÇÃO ESTAÇÃO DOS RESTAURADORES RESTAURADORES ESTACION EXPANSION				[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]					
AMPLIAÇÃO ESTAÇÃO DO ROSSIO ROSSIO ESTACION EXPANSION					[Shaded bar]	[Shaded bar]						
ESTAÇÃO CAIS DO SODRÉ CAIS DO SODRÉ ESTACION	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]						
POÇOS DE VENTILAÇÃO E BOMBEAMENTO VENTILATION AND PUPING SHAFTS		[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]
ESTAÇÃO BAIXA-CHIADO BAIXA-CHIADO ESTACION												
ESTAÇÃO NASCENTE EAST ESTACION	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]					
ESTAÇÃO POENTE WEST ESTACION			[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]					
ESTAÇÃO SANTA APOLÓNIA SANTA APOLÓNIA ESTACION									[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]	[Shaded bar]

Cronograma de execução da obra
Construction schedule

- Acesso às plataformas da CP;
- Acesso ao terminal fluvial;
- Obras especiais no troço entre o poço do Duque do Cadaval e a estação dos Restauradores, como a sustentação dos edifícios da estação ferroviária do Rossio, da CP, e do hotel Avenida Palace, edificações estas com mais de 100 anos de construção;
- Obras especiais no troço entre o poço do Rossio e a estação do Rossio, como a sustentação do edifício da pastelaria Suíça;
- Ampliação e remodelação da estação dos Restauradores;
- Ampliação e remodelação da estação do Rossio.
- Poço de ventilação e de emergência do Jardim do Tabaco;
- Estação de Santa Apolónia.

MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO DOS PRINCIPAIS SERVIÇOS

Diversos factores condicionaram a definição dos métodos de construção, principalmente os relativos a:

- Geologia do local das estruturas e nível do lençol freático;
- Viabilidade técnica;
- Alternativa mais económica;
- Segurança durante a execução;
- Prazo de execução compatível com o cronograma geral do empreendimento;
- Condições de acesso.

Vala aberta

- Estação do Cais do Sodré;
- Acessos à estação do Cais do Sodré. Troço final do término do Cais do Sodré (garagem dos comboios);
- Parte dos acessos à estação da Baixa-Chiado;
- Poços de ventilação e bombagem. Obras especiais entre o poço do Duque do Cadaval e a estação dos Restauradores e entre o poço do Rossio e a estação do Rossio;
- Poço do Jardim do Tabaco;
- Estação de Santa Apolónia.



Escavação e betonagem da estação do Cais do Sodré executada a céu aberto

Excavation and concreting of Cais do Sodré station, open-air

Cut and cover

- Cais do Sodré station;
- Access to Cais do Sodré station. Final section at Cais do Sodré terminus (train yard);
- Part of access shaft to Baixa-Chiado station;
- Ventilation and drainage shafts. Special construction between Duque do Cadaval shaft and Restauradores station and between the Rossio shaft and Rossio station;
- Jardim do Tabaco shaft;
- Santa Apolonia station.

NATM

- Baixa-Chiado station and connecting area;
- Drainage gallery under the connection area and the east Baixa-Chiado station;
- Part of the access to Chiado and Rua do Crucifixo to Baixa-Chiado station;
- Annex structures;
- Part of the Cais do Sodré station (train yard);
- Connections to the Corpo Santo shaft with tunnel.

Shield

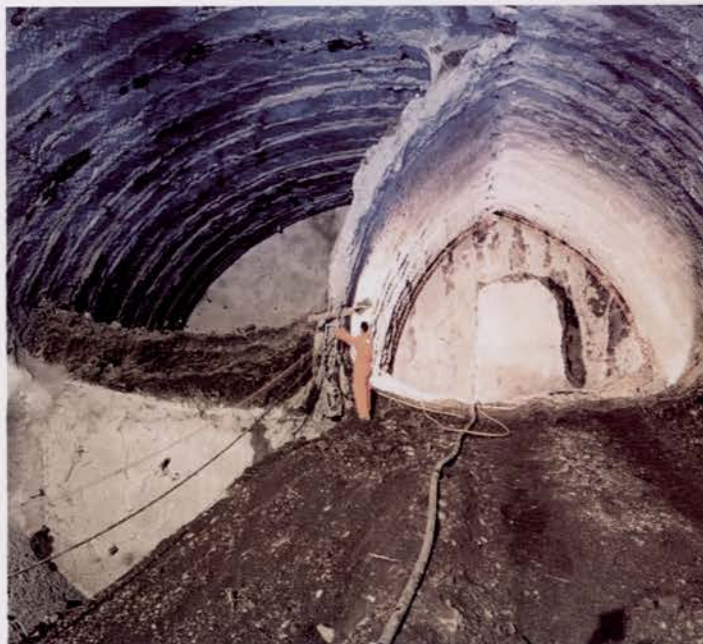
- Tunnel between Cais do Sodré station and Rossio;
- Tunnel between Marinha and Duque do Cadaval shafts;
- Tunnel between Marinha shaft and Santa Apolonia station.

NATM

- Estação da Baixa-Chiado e área de ligação;
- Galeria de drenagem sob a área de ligação e a estação da Baixa-Chiado nascente;
- Parte dos acessos do Chiado e da Rua do Crucifixo à estação da Baixa-Chiado;
- Ramal de inversão;
- Parte do término do Cais do Sodré (garagem de comboios);
- Ligações do poço do Corpo Santo com o túnel de via.

Escudo

- Túnel entre a estação do Cais do Sodré e o Rossio;
- Túnel entre o poço da Marinha e o poço do Duque do Cadaval;
- Túnel entre o poço da Marinha e a estação de Santa Apolónia.



Escavação em NATM do túnel da travessia da CP do Cais do Sodré
 NATM Excavation of the tunnel crossing Cais do Sodré CP



Troço 65 - Jardim do Tabaco para Santa Apolónia
 Stretch 65 - Jardim do Tabaco to Santa Apolónia

A ESTAÇÃO DA BAIXA-CHIADO (NASCENTE E POENTE)

A execução das obras deste conjunto configura-se como uma das mais ousadas e complexas aplicações do NATM registadas na engenharia mundial. A variedade dos materiais e o elevado nível do lençol freático, aliados às grandes dimensões das estruturas, constituem um grande desafio para a execução das cavernas da estação com segurança e dentro dos prazos limite.

As estruturas desta estação ficam localizadas em parte na areia da Estefânia, totalmente saturada com o nível do lençol freático coincidente com o pico das estações.

Principais estruturas

- Poço de ventilação e bombagem do Largo da Biblioteca, utilizado na fase das obras como acesso de pessoal, equipamentos e materiais;
- Galeria de drenagem, escavada sob a área de ligação e a estação nascente, para o rebaixamento do lençol freático;
- Ramal de inversão, destinado à transferência de comboios entre as duas linhas operacionais ou ao estacionamento de um comboio;
- Área de ligação entre a estação nascente e poente e o ramal de inversão; para permitir a transferência de comboios;
- Acesso à Rua do Crucifixo e acesso do Chiado às estações nascente e poente;
- Túneis de interligação entre as duas estações (nascente e poente).

Poço do Largo da Biblioteca

Este poço destina-se à ventilação da subestação de tracção situada no topo sul da estação nascente, e à bombagem das águas de infiltração da estação e da área de ligação. Devido à complexidade das escavações das duas estações nascente e poente, foi necessária a aplicação das três alternativas, de forma a permitir drenar o maciço, consolidar o contorno das escavações e promover a compensação dos assentamentos

BAIXA-CHIADO STATION (EAST AND WEST)

The construction of this set of tunnels was one of the most daring and complex NATM applications in the recorded history of the engineering world. The wide range of materials and elevated groundwater level, in conjunction with the large size of the structures, posed a huge challenge for safely constructing the bulkhead of the station within the allowed timeframe.

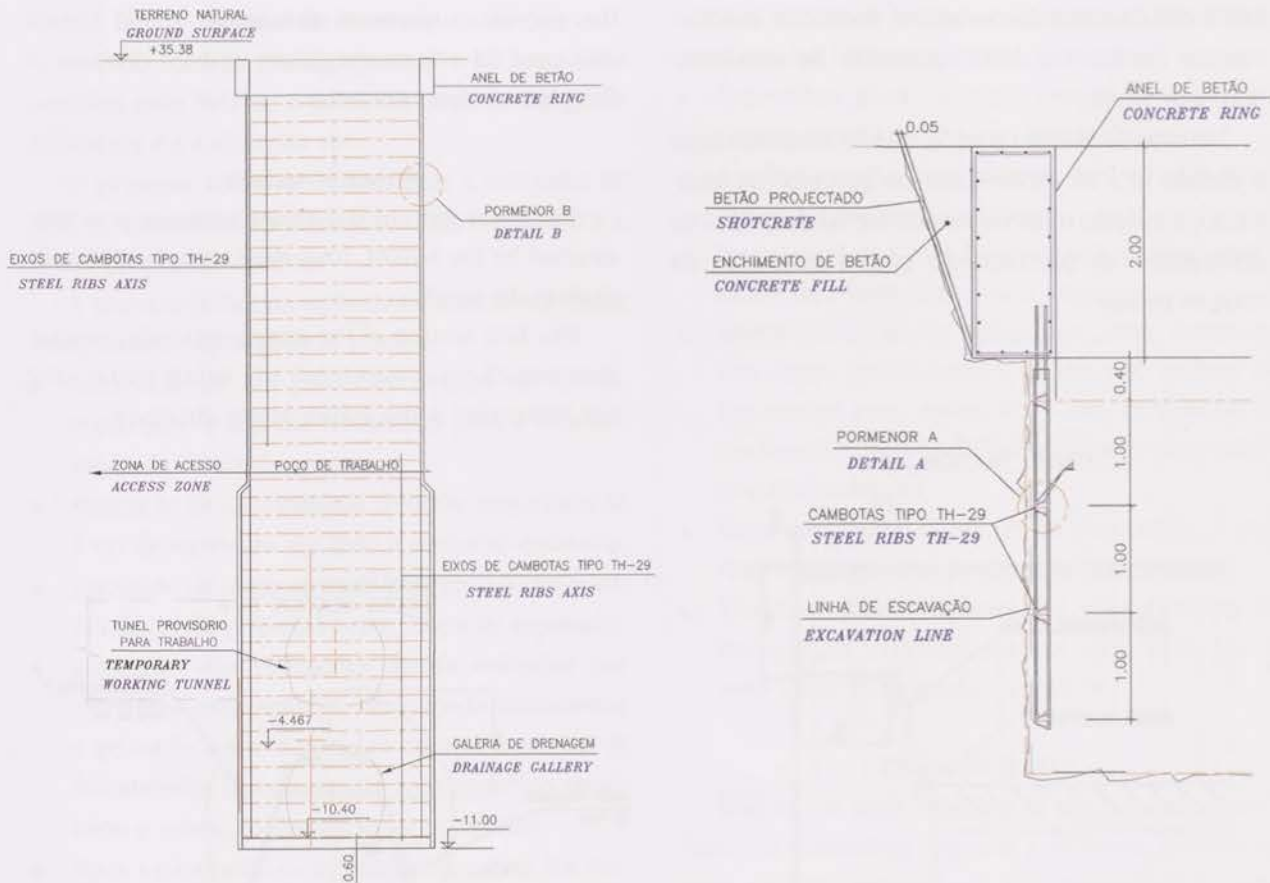
The structures of this station are located partly in the sandy Estefânia area, which is totally saturated with the groundwater level coinciding with the highest point of the stations.

Principal structures

- Ventilation and drainage shaft for Largo da Biblioteca, used in the construction phase for access by personnel, equipment and material;
- Drainage gallery, excavated under the connecting area and the east station, for the lowering of the groundwater level;
- Annex structure, for train transferal between two operating lines, or to the train parking;
- Connecting area between east and west stations and the annex structure, to allow transfer of trains;
- Access to Rua do Crucifixo and access from Chiado to the east and west stations;
- Tunnels for interconnection between east and west stations.

Largo da Biblioteca shaft

This shaft was for ventilation of the traction substation located on the top of the east station, and the drainage of water from the station and the connecting area. Due to the complexity of the excavations of both east and west stations, it was necessary to apply three alternatives, in order to allow the drainage of the ground ahead of the face, to consolidate the surface of the excavation and to compensate for settlement as excavation advanced, with an excavated section reaching 225m² for each station.



Poço Largo da Biblioteca, escavado em NATM, com 46 m de profundidade
 Largo da Biblioteca Shaft, excavated using NATM, with a depth of 46m

produzidos durante o avanço das escavações, cuja secção escavada chegou a 225 m² para cada estação.

Galeria de drenagem

Sendo muito problemática a escavação pelo NATM nas condições do perfil geológico em que se encontra a estação, foi adoptado o sistema de drenagem da camada de areia por meio de uma galeria escavada, com aproximadamente 9 m² de secção, na camada da argila dos Prazeres, internamente, e na parte inferior da estação nascente, donde partiram drenos com inclinações variadas.

As águas originárias dos drenos foram conduzidas a uma caixa colectora, e daí bombeadas para a superfície através do poço do Largo da Biblioteca.

Este mostrou-se altamente eficaz, permitindo a escavação do túnel-piloto e posterior alargamento

Drainage gallery

The NATM excavation posed many problems given the geological profile of the station. A drainage system was adopted for the sand layer using an excavated gallery, with a section approximately 9m², in the Prazeres clay layer, internally, and the inferior part of the east station, from which drains with varied planes protruded.

The water from the drains was conducted to a collecting box, and then pumped to the surface through the Largo da Biblioteca shaft.

This proved to be highly efficient, allowing the excavation of the trial tunnel and posterior widening up to the half section of the stations; the settlement resulting from this excavation was approximately 5mm.

In the case of the east station, which was excavated after the shield had already crossed during

até a meia secção das estações, sendo os assentamentos resultantes desta escavação de aproximadamente 5 mm.

No caso da estação poente, que foi escavada após o escudo já a ter atravessado em processo de escavação, o próprio túnel do escudo serviu de galeria de drenagem e de parcialização para a escavação da estação poente.

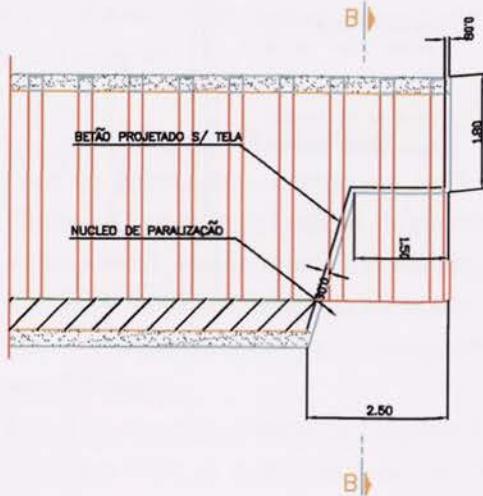
the excavation process, the actual shield tunnel was used as a drainage gallery and for division of the west station excavation.

Annex structure

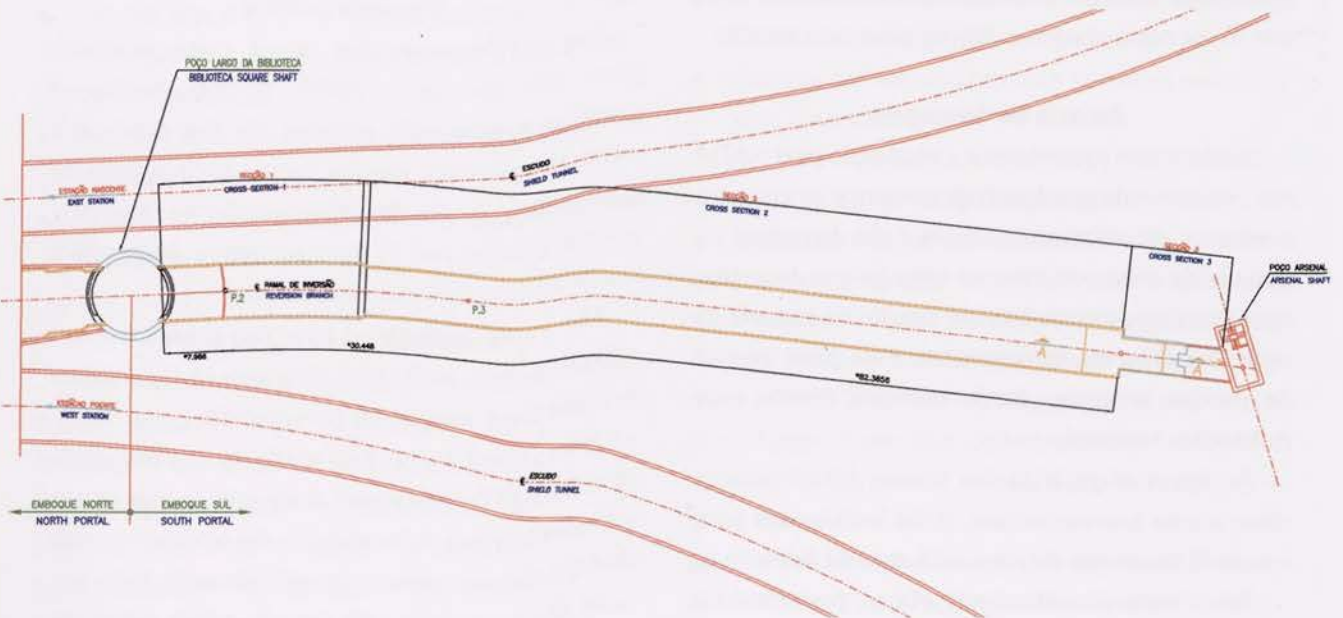
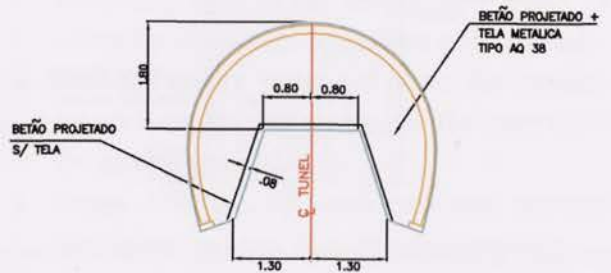
The excavation of the annex structure was constructed by the NATM, from the Largo da Biblioteca shaft to the south.

The first section of the annex structure, extending over 25.6m, constituted the south portal, and the remainder is the actual annex structure.

SECÇÃO A-A
CROSS SECTION A-A



SECÇÃO B-B
CROSS SECTION B-B



Ramal de inversão: escavações
Annex structure: excavations

Ramal de inversão

A escavação do ramal de inversão foi executada também pelo NATM, a partir do poço do Largo da Biblioteca e na direcção sul.

O primeiro troço do ramal, com a extensão de 25,6 m, constituiu a embocadura sul, o restante é o ramal propriamente dito.

A sequência da execução da escavação da calota compreendeu os seguintes passos:

- Escavação de um passo de avanço de 0,8 m, mantendo-se um núcleo central para a estabilização da frente;
- Aplicação de uma camada de betão projectado de 4 cm de espessura em todo o contorno escavado;
- Instalação da cambota e sua incorporação no maciço com betão projectado com 25 cm de espessura;
- Repetição das operações acima referidas por três vezes consecutivas, removendo juntamente o primeiro troço do núcleo central, com 3,2 m de extensão, betonagem do arco invertido provisório e execução do aterro de protecção;
- Após a conclusão da escavação da calota, foi executado o rebaixamento até à cota final da secção;
- A fase final de execução compreende a impermeabilização da superfície do betão primário e o revestimento final com betão moldado com 25 cm de espessura.

Área de ligação

A área de ligação, devido à grande variação de sua secção transversal, exigiu uma parcialização diferente para cada troço, em função das dimensões da secção da calota, exigindo a escavação do túnel-piloto ou galeria lateral e rebaixamento em uma ou duas etapas, conforme detalhado a seguir.

É importante salientar que foi feita uma análise rigorosa da estabilidade, calculando as tensões no maciço, oriundas quer da escavação em avanço quer das escavações adjacentes.

A partir do poço do Largo da Biblioteca e na direcção norte, foram definidas as seguintes secções para as áreas de ligação:

The sequence for the excavation of the crown involved the following steps:

- Excavation at an advance rate of 0.8m, maintaining a central core for front stability;
- Application of a layer of shotcrete, 4cm thick, to the entire excavated surface;
- Installation of a rock bolt into the ground ahead of the face with 25cm thick shotcrete;
- Repetition of above operations, three consecutive times, jointly removing the first section of the central core, extending 3.2m, concreting of the bench/invert and construction of the protective embankment;
- Upon conclusion of the crown excavation, it was drawn down to the final level of the section;
- The final phase includes the waterproofing of the precast concrete surface and final lining with 25cm thick precast concrete.

Connecting area

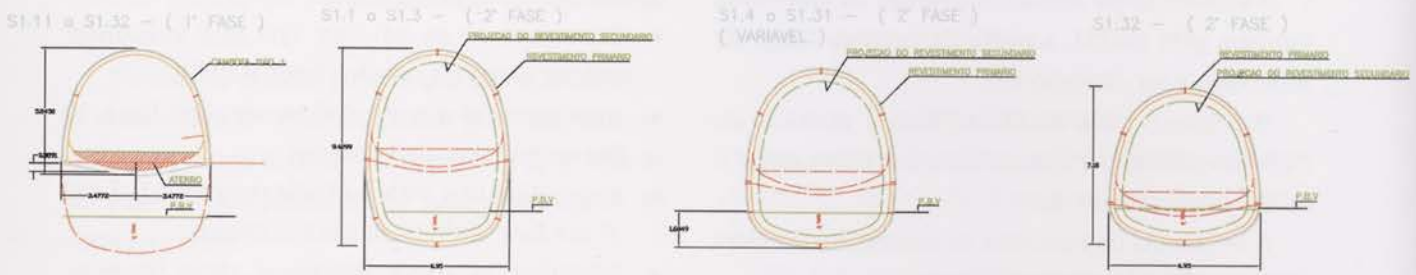
Due to the high variation of the transversal section, the connecting required a different division in each section, because of the dimensions of the crown section, which required the excavation of the trial tunnel or the lateral gallery and lowering in one or more stages, detailed as follows.

It is important to point out that a rigorous stability analysis was conducted, calculating the ground stress, whether originating from the actual excavation or the adjacent excavations.

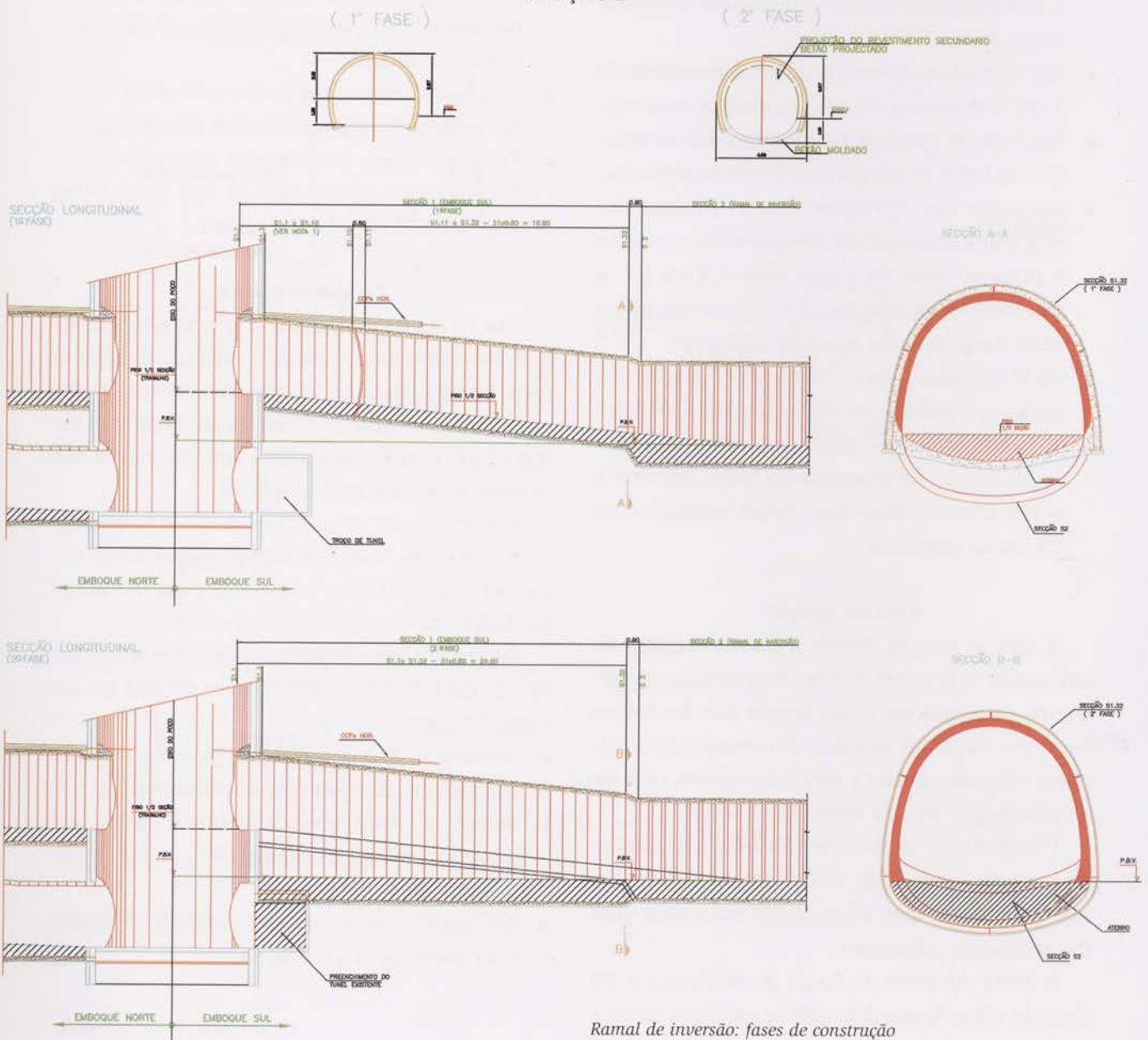
From the Largo da Biblioteca shaft towards the North, the following sections were defined for the connecting areas:

- Sections 1, 2, 3 and 4 – configure the advance from east to west, in crown, with lowering;
- Section 4 – with advance in lateral gallery and posterior widening of the crown, before lowering in a single phase;
- Section 5 – trial tunnel and widening of crown, with lowering in a single phase;

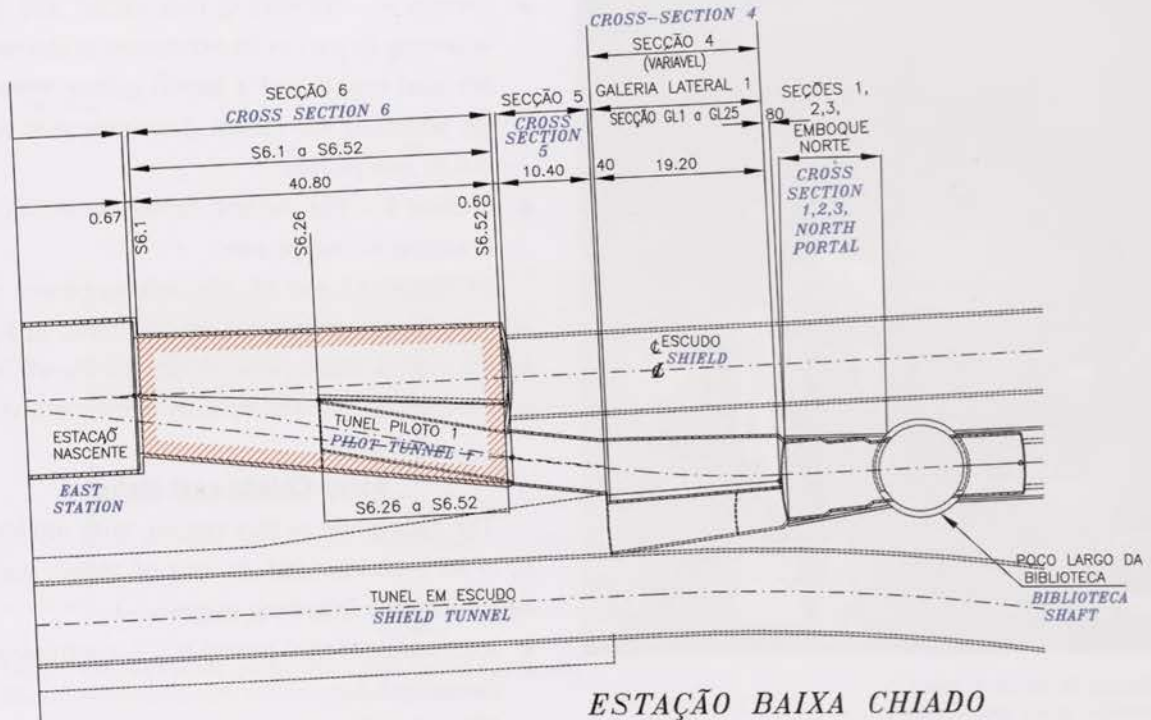
SECÇÃO 1



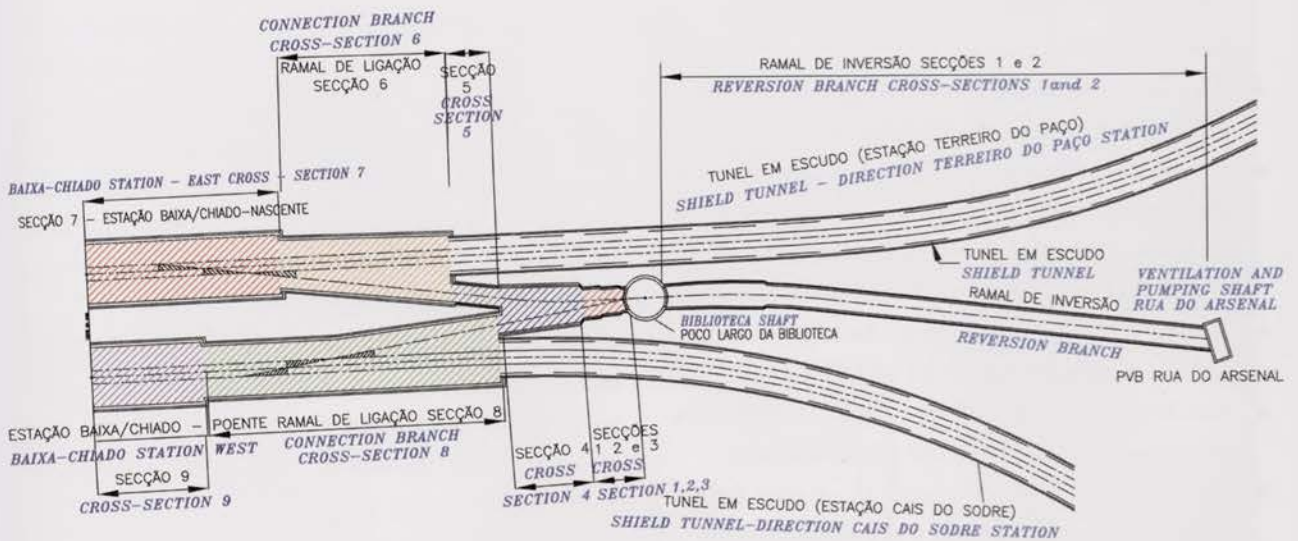
SECÇÃO 2



Ramal de inversão: fases de construção
Annex structure: construction phases



ESTAÇÃO BAIXA CHIADO
ÁREA DE LIGAÇÃO NASCENTE - PLANTA
BAIXA - CHIADO STATION
EAST CONNECTION BRANCH-PLAN



ESTAÇÃO BAIXA-CHIADO ÁREAS DE LIGAÇÃO
AOS TUNEIS E RAMAL DE INVERSÃO - PLANTA
BAIXA-CHIADO STATION CONNECTION BRANCHES
TO THE TUNNELS AND REVERSION BRANCH - PLAN

Área de ligação aos túneis e ramal de inversão
 Connecting area to the tunnels and the annex structure



*Escavação do ramal de inversão
Excavation of the annex structure*

- Secções 1, 2, 3 e 4 – configuram o avanço para nascente e poente, em calota e com rebaixamento;
- Secção 4 – com avanço em galeria lateral e posterior alargamento na calota, antes do rebaixamento numa única fase;
- Secção 5 – em túnel-piloto e alargamento para a calota, com rebaixamento numa fase;
- Secção 6 – com continuação do túnel-piloto e alargamento para a calota em parte da sua extensão; no restante, foi utilizado um túnel-piloto e galeria lateral para o alargamento da calota;
- Secção 7 – constitui o corpo da estação Baixa-Chiado nascente, detalhada a seguir;
- Secção 8 – em túnel-piloto, e alargamento para a calota, com rebaixamento em duas fases;
- Secção 9 – constitui o corpo da estação Baixa-Chiado poente, detalhada a seguir.

Nas figuras 12 e 13, estão indicadas em planta as diversas fases do avanço das escavações. Nas figuras 14, 15 e 16, essas mesmas fases são mostradas em perspectiva, ilustrando a complexidade do método de execução.

- Section 6 – continuing trial tunnel and crown widening in part of its extension; in the remainder trial tunnel and a lateral gallery were used for widening the crown. Lowering was carried out in two phases;
- Section 8 – trial tunnel, crown widening, with lowering in two phases.

In Figures 12 and 13, the various phases of the advance of the excavations are indicated. In Figures 14, 15 and 16, these same phases are shown in perspective, showing the complexity of the method used.

Baixa-Chiado east station

The excavation of this station, with dimensions of 17.68 x 16.12m and an area of 240m², was carried out in the following stages:

- Excavation of trial tunnel n.º 2, continuing trial tunnel n.º 1;
- Widening the trial tunnel to the final section of the crown;
- Lowering in two phases.

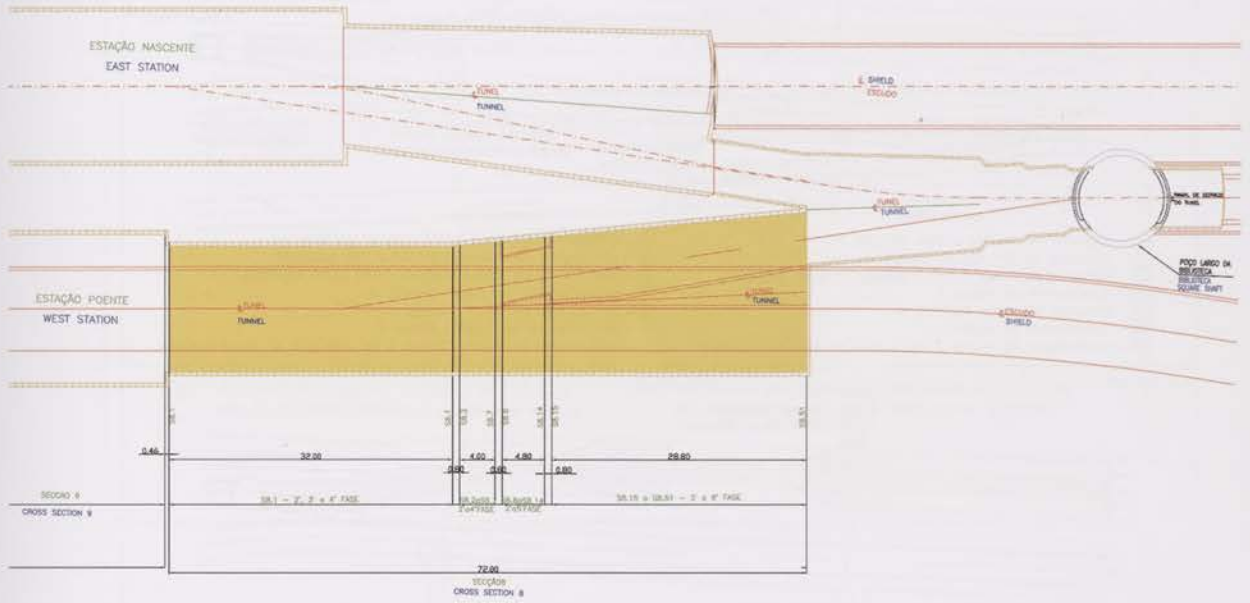
Baixa-Chiado west station

As previously mentioned, this station was crossed by the shield, having been previously excavated before beginning the excavation of the west station. Therefore, the shield tunnel was used as for division (section 9). A crown was built through the widening of two lateral galleries, and the lowering was in three stages, with demolition of the concrete segments of the tunnel lining.

To maintain ground stability, the shield tunnel was previously shored with a metal structure to support the asymmetrical impulse of the ground when the first phases of the excavations began. This structure, which weighed 5600 kg/ml, was pre-assembled and transported inside the tunnel and posteriorly fixed to the arches.

Rua do Crucifixo access

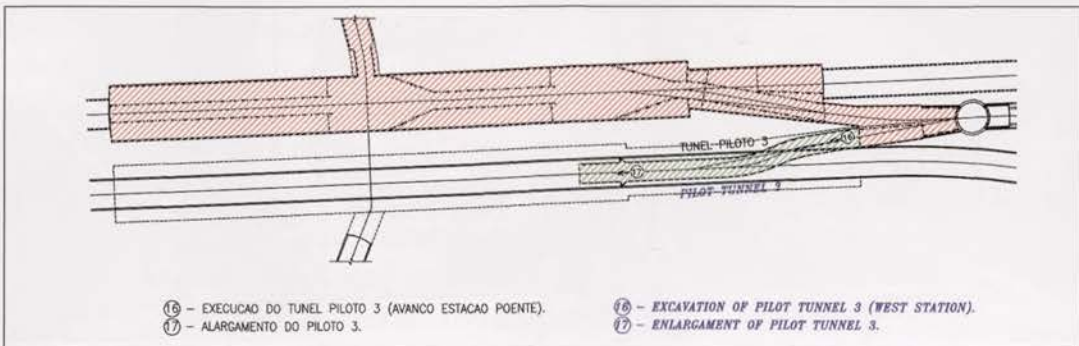
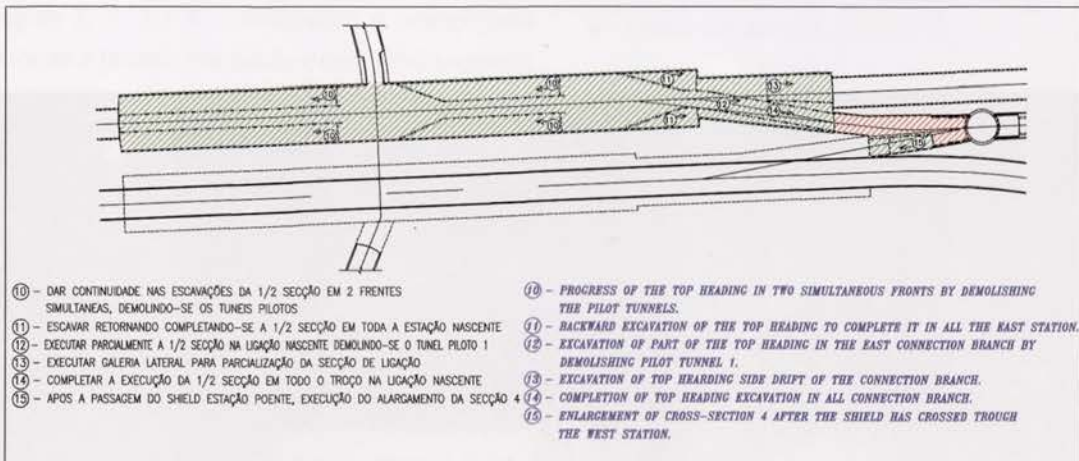
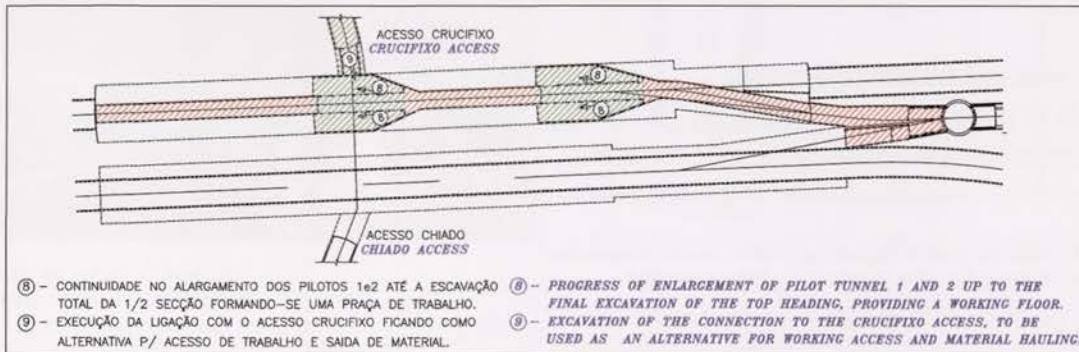
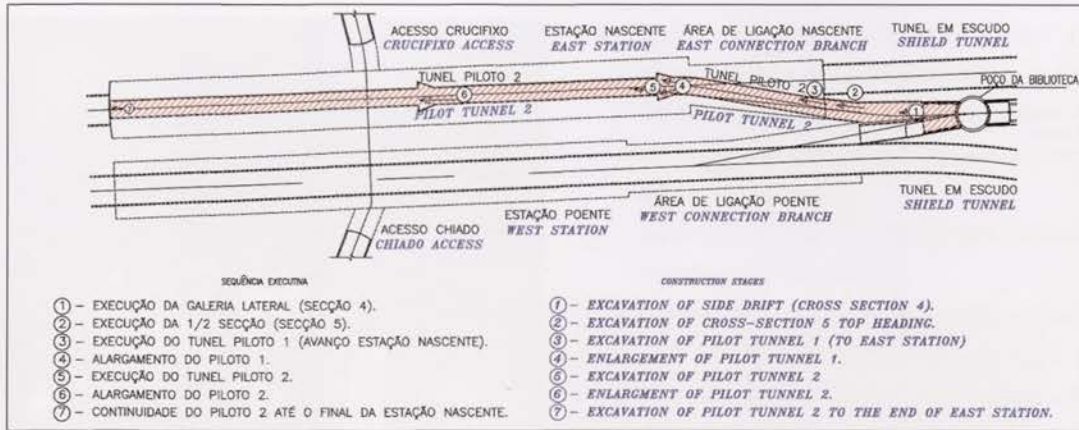
The Crucifixo access connects the lower part of Lisbon with the east station via Rua do Crucifixo.



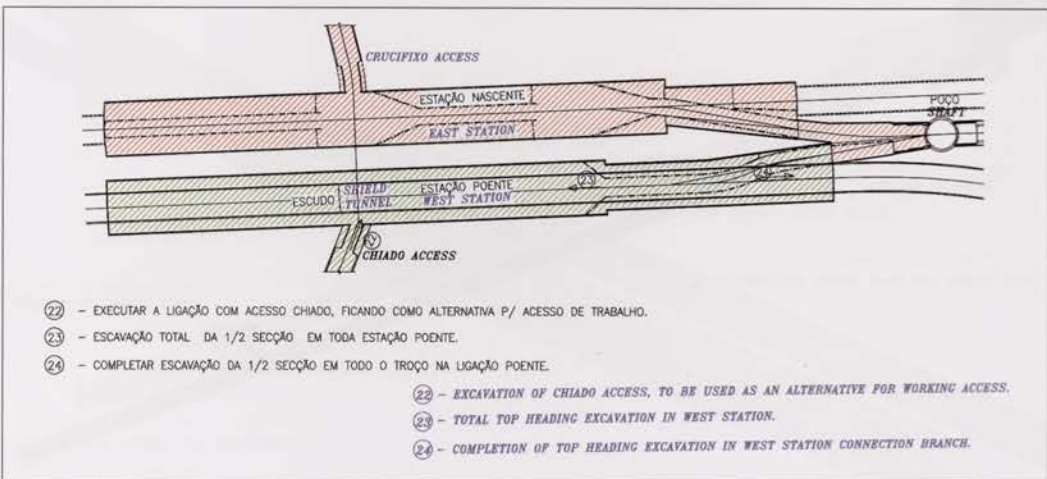
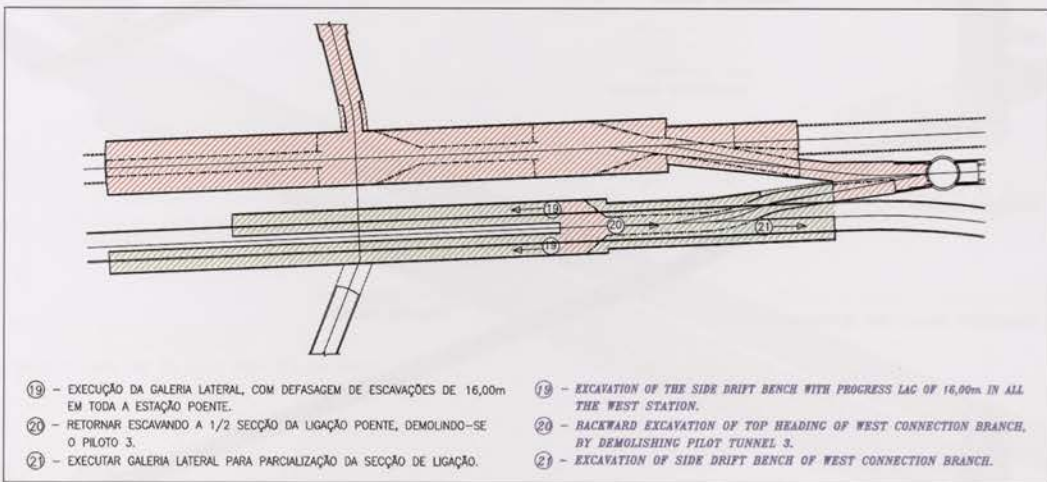
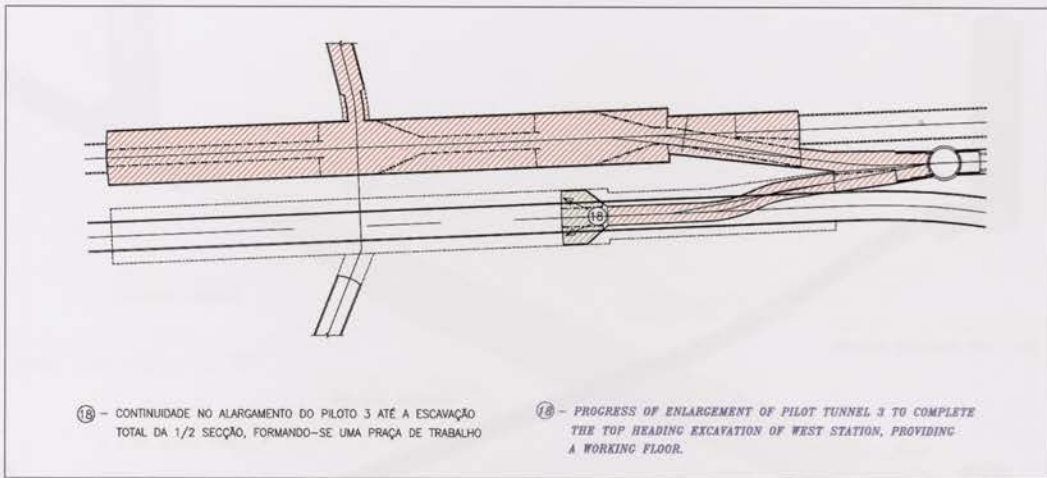
Baixa-Chiado – Área de ligação: planta das várias secções executadas
 Baixa-Chiado – Connecting area: plan of constructed sections



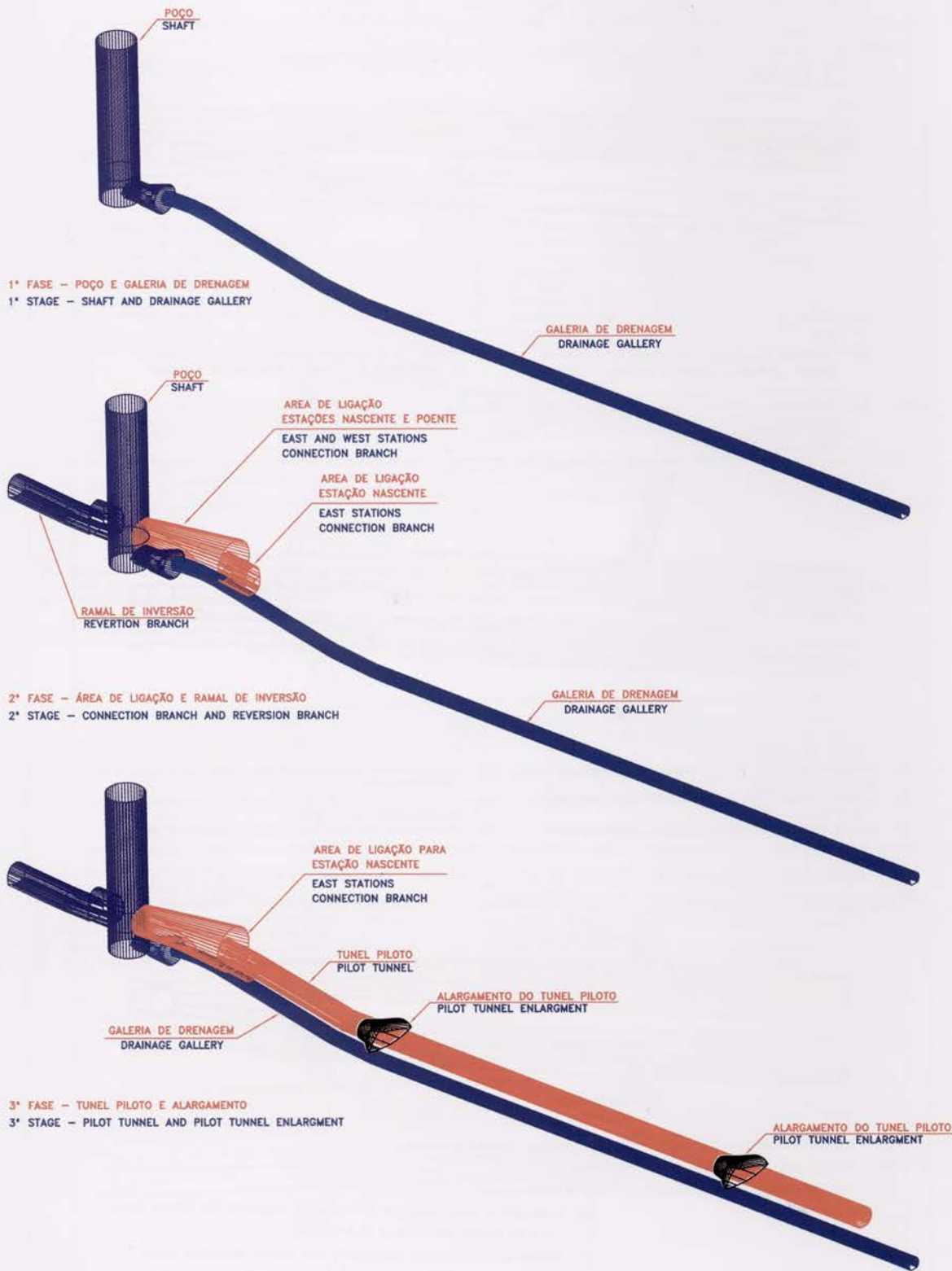
Baixa-Chiado – Área de ligação: execução da betonagem
 Baixa-Chiado – Connecting area: concreting



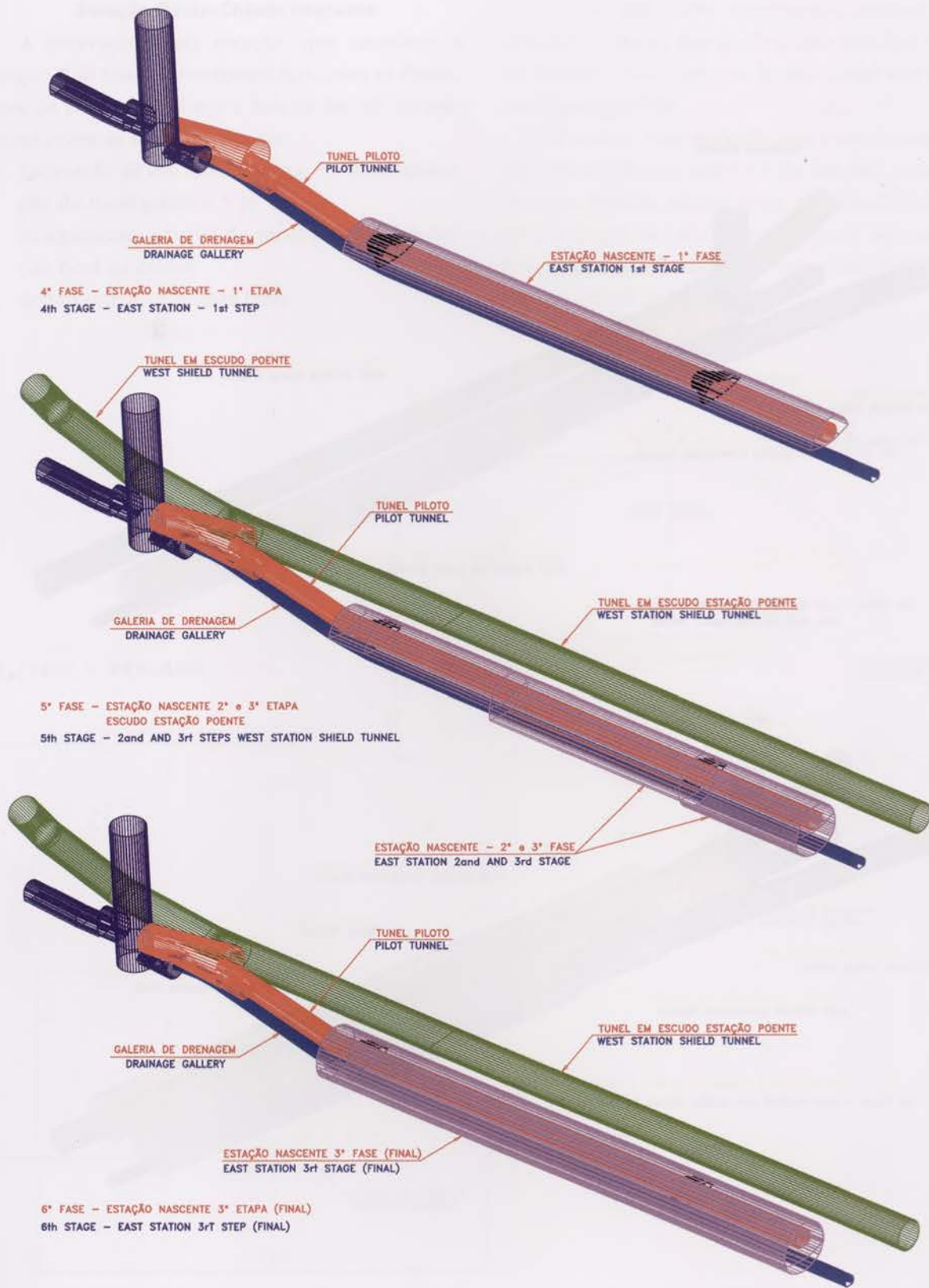
Estação Baixa-Chiado: sequência da execução
Baixa-Chiado station: sequence



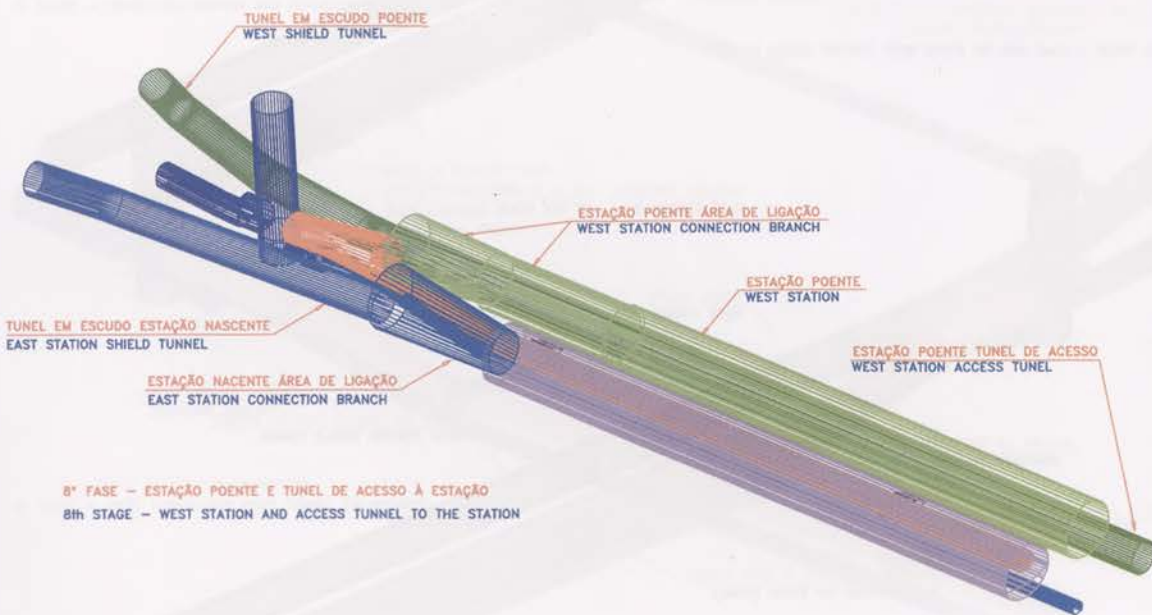
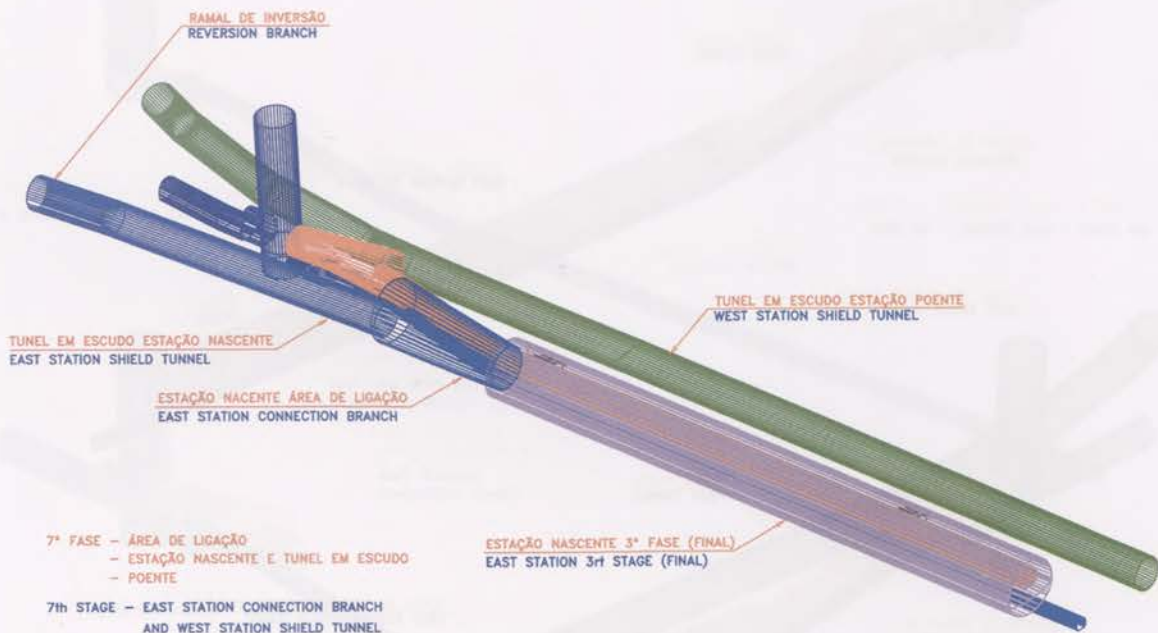
Estação Baixa-Chiado: sequência da execução
Baixa-Chiado station: sequence



Estação Baixa-Chiado: perspectiva da sequência da execução
 Baixa-Chiado station: perspective of sequence



Estação Baixa-Chiado: perspectiva da sequência da execução
Baixa-Chiado station: perspective of sequence



Estação Baixa-Chiado: perspectiva da sequência da execução
Baixa-Chiado station: perspective of sequence

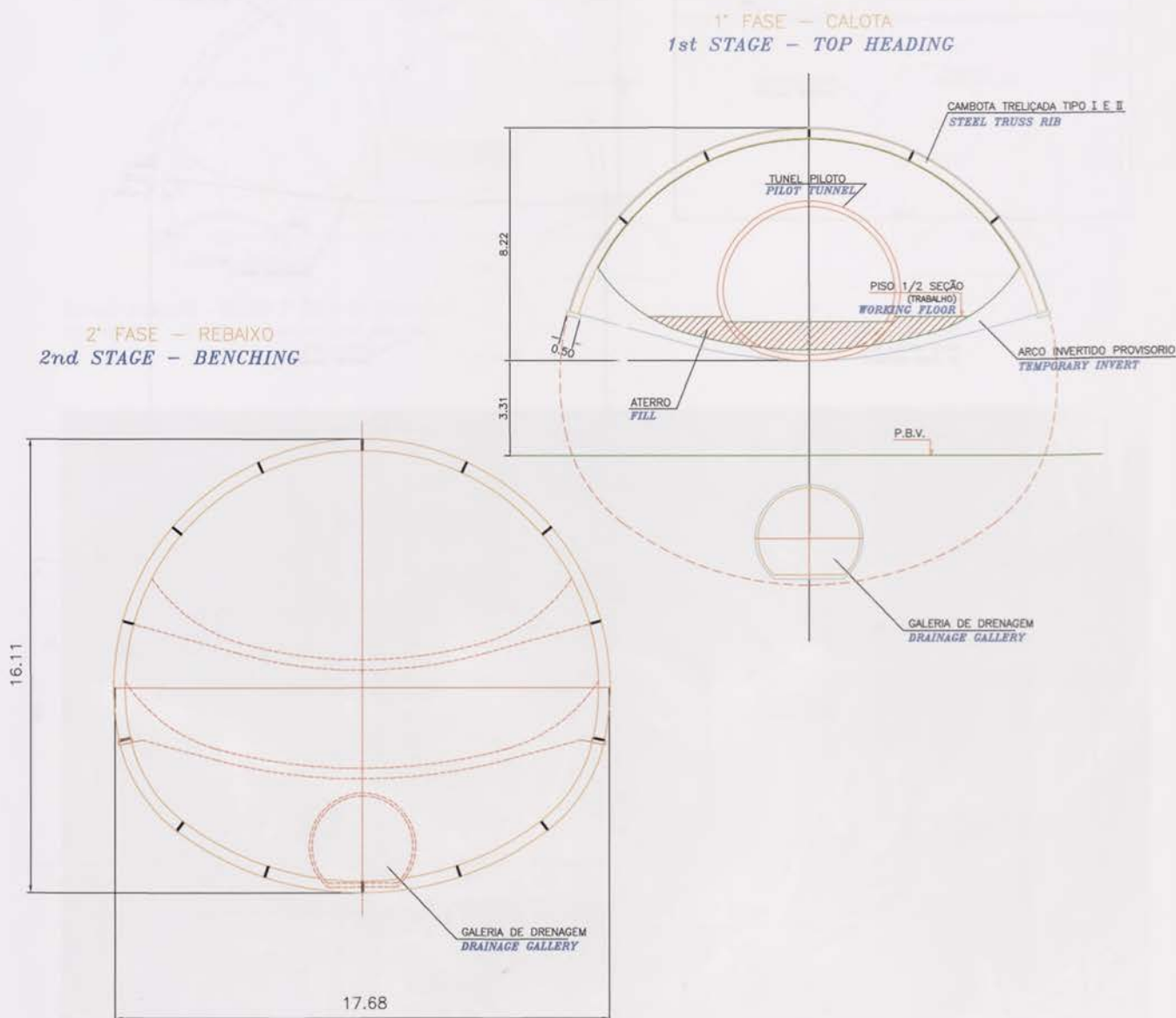
Estação Baixa-Chiado nascente

A escavação desta estação, que constituía a secção 7 do faseamento construtivo, com as dimensões de 17,68 x 16,12 m e a área de 240 m², foi executada com as seguintes etapas:

- Escavação de um túnel-piloto n.º 2 na continuação do túnel-piloto n.º 1;
- Alargamento a partir do túnel-piloto até à secção final da calota;
- Rebaixamento em duas fases.

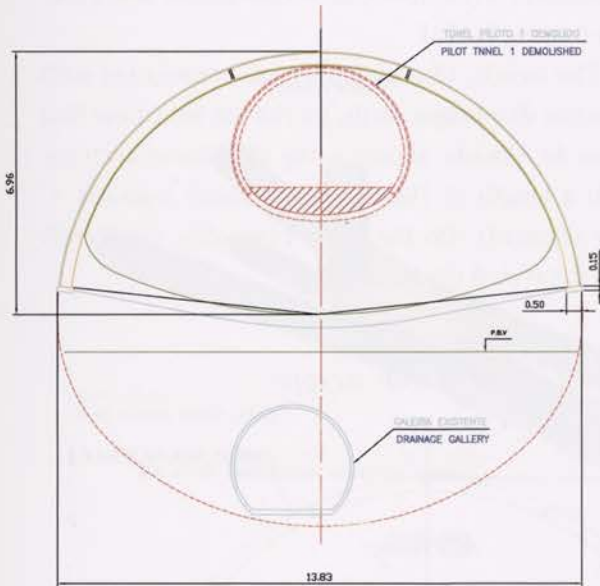
The cut and cover construction method was adopted, between Rua do Crucifixo and Rua Nova do Almada. From there, an access tunnel was excavated using NATM.

The trench, 18m in depth, was constructed with concrete diaphragm walls, on the left side, near Rua Nova do Almada, shored using 25t ground anchors, with a length of 16m + 6m (grouted segment + free segment). On the other two sides, the trench was excavated on an incline.

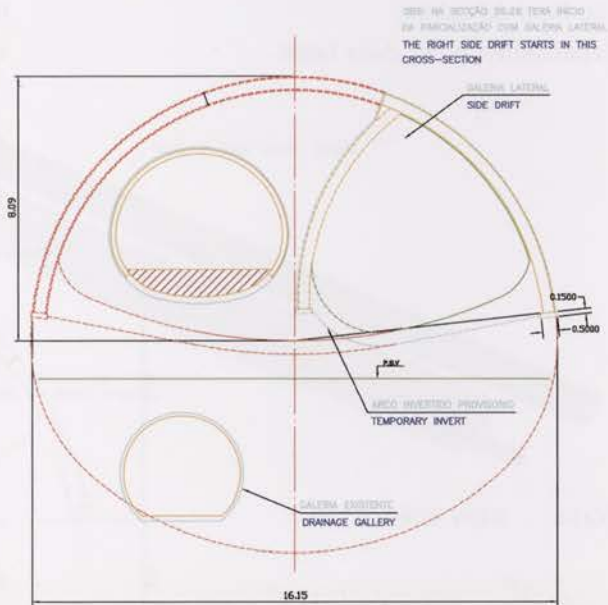


Estação nascente - Secção 7: fases da construção
East station - Section 7: construction phases

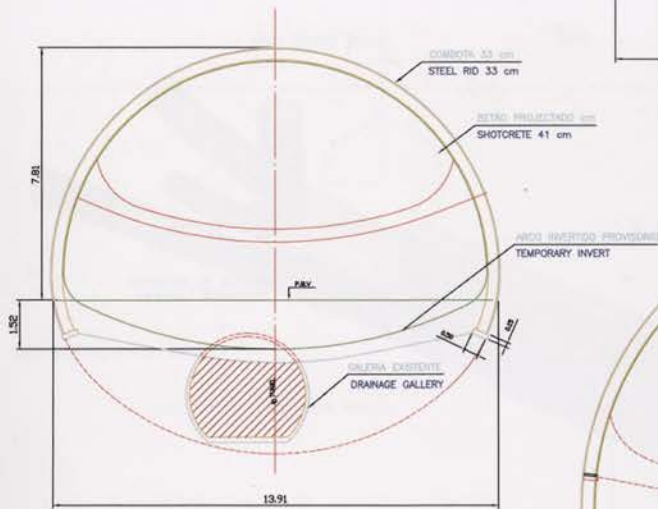
SECÇÃO S6.1 - CALOTA
CROSS SECTION S6.1
TOP HEADING



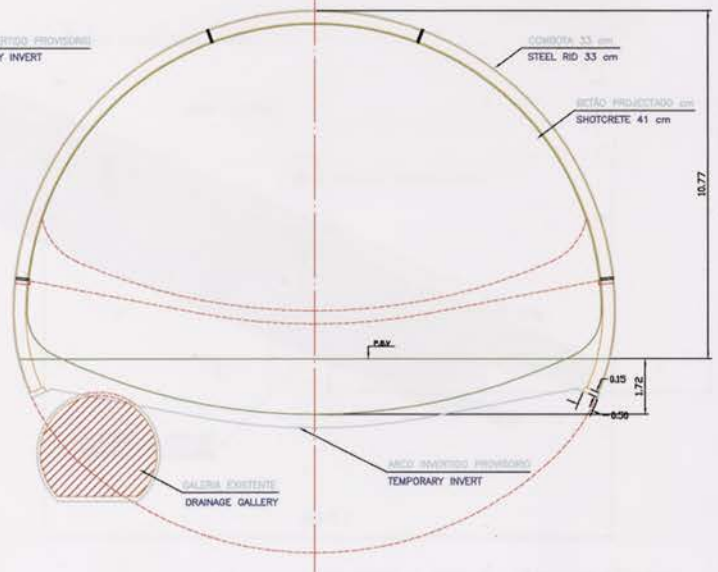
SECÇÃO S6.26 - CALOTA
CROSS SECTION S6.26
TOP HEADING



SECÇÃO S6.1 - REBAIXO 1ª FASE
CROSS SECTION S6.1
1st STAGE BENCHING

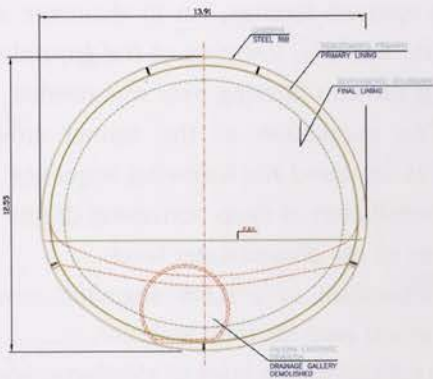


SECÇÃO S6.2 - REBAIXO 1ª FASE
CROSS SECTION S6.2
1st STAGE BENCHING

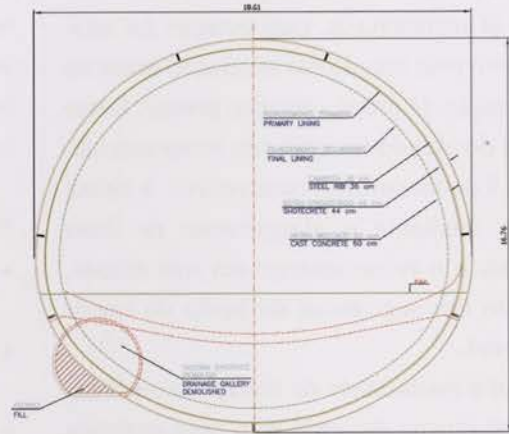


Estação nascente - Secção 7: fases da construção
East station - Section 7: construction phases

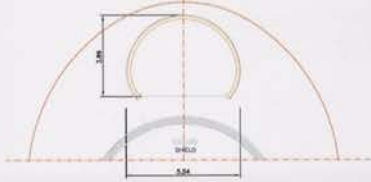
CROSS SECTION 56.1 - BENCHING 2nd STAGE (FINAL)



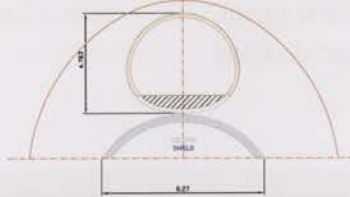
CROSS SECTION 56.02 - BENCHING 2nd STAGE (FINAL)



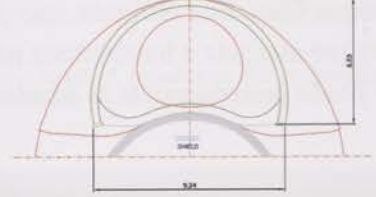
1st STAGE - TOP HOUSING



2nd STAGE - BENCHING



3rd STAGE - VARIABLE CROSS - SECTION



Estação nascente - Secção 7: fases da construção
East station - Section 7: construction phases



Estação nascente: fase de betonagem
East station: concreting phase

Estação Baixa-Chiado poente

Conforme já mencionado, essa estação foi atravessada primeiro pelo escudo em escavação antes do início da escavação da própria estação poente. Desse modo, o túnel do escudo foi utilizado como parcialização (secção 9 do faseamento construtivo). A calota foi executada mediante o alargamento de duas galerias laterais e o rebaixamento em três etapas, com demolição dos segmentos de betão do revestimento do túnel.

Para manter a estabilidade do maciço, o túnel em escudo foi previamente escorado com uma estrutura metálica para suportar o impulso assimétrico do terreno quando se iniciassem as escavações das diversas fases. Esta estrutura, que pesava 5600 kg/ml, foi pré-montada e transportada para dentro do túnel e fixada posteriormente às aduelas.

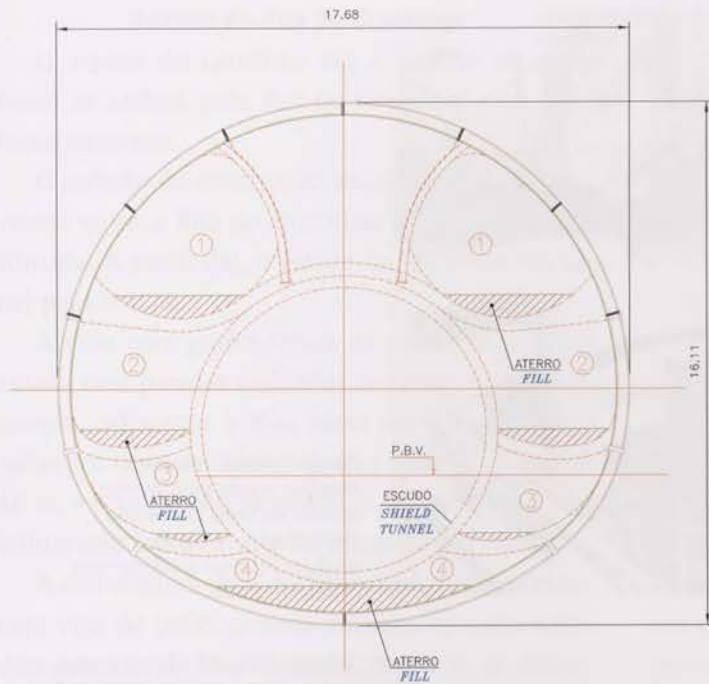
The tunnel portal was built using a trestle, with reinforced concrete arched beams over two tubes with splayed footing, 1m in diameter and 5m in length. For this, lowering of the groundwater level using vacuum filtering rods was needed.

The excavation of the tunnel crown, using NATM, involved the following sequence:

- Installation of deep horizontal drains for lowering of the groundwater level;
- Excavation of a 0,8m segment, conserving a central core for front stability;
- Application of a layer of shotcrete, 5cm thick, to the entire excavated surface;
- Installation of rock bolts and filling with shotcrete, 17cm thick;



Estação poente mostrando as diversas fases de escavação
West station showing the diverse phases of the excavation



Estação poente - Secção 9: faseamento das escavações
 West station - Section 9: excavation phasing



Estação poente: betonagem das estruturas internas
 West station: concreting of internal structures

Acesso da Rua do Crucifixo

O acesso do Crucifixo faz a ligação da parte baixa de Lisboa, pela Rua do Crucifixo, com a estação nascente.

O método de construção adoptado foi o de vala aberta entre a Rua do Crucifixo e a Rua Nova do Almada. A partir daí, o acesso foi escavado em túnel pelo NATM.

A vala, com profundidade de até 18 m, foi executada com paredes moldadas de betão, no lado esquerdo, adjacente à Rua Nova do Almada, escoradas por meio de tirantes de 25 t e comprimento de 16 m + 6 m (trecho injectado + trecho livre). Nos outros dois lados, a vala foi escavada em rampa.

A embocadura do túnel foi executada em pórtico, com viga de betão armado em arco apoiado sobre dois tubulões de base alargada, com 1 m de diâmetro e comprimento de 5 m. Para a execução desses tubulões, foi necessário o rebaixamento do lençol freático por meio de ponteiras filtrantes a vácuo.

A escavação da calota do túnel, pelo NATM, teve a seguinte sequência executiva:

- Instalação de drenos horizontais profundos para rebaixamento do lençol freático;
- Escavação do trecho de 0,8 m, conservando um núcleo central para estabilidade de frente;
- Aplicação de uma camada de betão projectado de 5 cm de espessura em todo o contorno escavado;
- Instalação da cambota e preenchimento com betão projectado de 17 cm de espessura;
- A cada sete cambotas colocadas, espaçadas de 0,7 a 0,8 m, escavação do pé do núcleo, execução do arco invertido provisório em betão projectado e reaterro para protecção e tráfego dos equipamentos;
- Repetição dos itens anteriores;
- Após a conclusão da calota, foi executado o rebaixamento até à cota final da secção;
- Terminada a escavação em toda a extensão do túnel, foi iniciado o revestimento final com cofragem e betão moldado com 30 cm de espessura e camada de impermeabilização.

- For every seven rock bolts installed, spaced from 0,7 to 0,8m, excavation of the foot of the core, building a temporary inverted arch in shotcrete and backfilling for protection and transit of equipment;
- Repetition of previous steps;
- Upon conclusion of crown, the lowering was applied to the final level of the section;
- Upon conclusion of the excavation in the entire tunnel extension, final placement with 30cm thick precast concrete lining and a layer of waterproofing.

Waterproofing

Since the NATM structures are situated below the groundwater level, it was necessary to take appropriate waterproofing measures. The following figures show the details of the system adopted,



Acesso da Rua do Crucifixo: betonagem do encontro com a estação
Rua do Crucifixo access shaft: concreting at station point



*Acesso da Rua do Crucifixo: betonagem da embocadura
Rua do Crucifixo access shaft: concreting of portal*

Impermeabilização

Por estarem todas as estruturas em NATM situadas abaixo do lençol freático, foi necessário tomar medidas adequadas para a sua impermeabilização. As figuras a seguir mostram os detalhes do sistema adoptado, que consiste na vedação por meio de manta de PVC fixada ao concreto primário e no direccionamento das águas de infiltração para drenos longitudinais, sendo as águas colectadas para os poços de bombagem da estação.

which include sealing with a PVC cover fixed to precast concrete and guiding the seepage to the longitudinal drains, and collecting it in pump wells in the station.

Compensation grouting

Consolidation using jet grouting was adopted throughout the station as required. Generally, it was formed by 12m high pillars, applied in a fan shape, with diameters varying between 0.6 and 0.8m, from the half section of the excavated vault. The use of this equipment limited the displacement caused by the sandy soil, which allowed the excavations to advance in half the section with total safety.

Due to the proximity of the two stations (east and west) and the elevated dimensions of the transversal sections, the surface settlement, according to calculations, were at levels that would not be supported by the buildings or the existing secular constructions. As a solution, compensation grouting was used. It was applied appropriately and controlled in real time, controlling volume and injected pressure, through cones near the base of the buildings. The settlement that was produced by the superimposition of the various excavation phases as compensated for.

This process, performed from local shafts and near the zones to be grouted, was conducted through boreholes, spread in a cone shape, distributed on a single level, just below the base of the buildings.

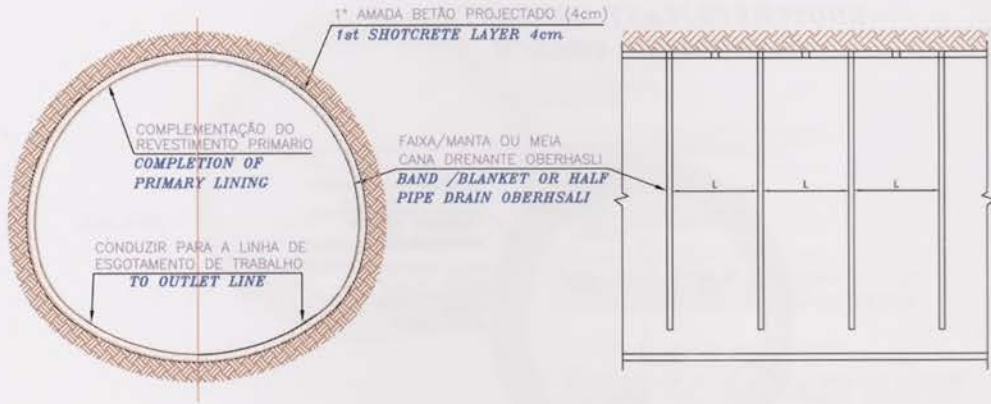
Upon conclusion of the excavations, the jet grouting was verified as having compensated for settlement, with values higher than 8mm, which prevented greater damage to the buildings.

SHIELD TUNNEL

The shield tunnel was constructed with an earth pressure balanced shield (EPB), made by FCB (France), under license from Kawasaki (Japan), with the following main characteristics:

- Non articulated;
- External Diameter: 9.71m;

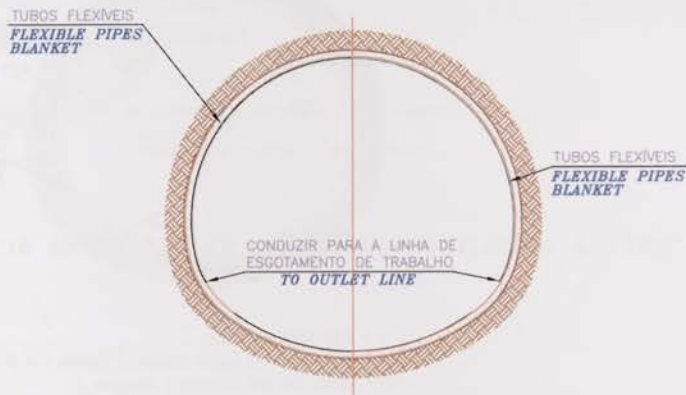
PORMENOR DE APLICAÇÃO DE DRENAGEM DO TIPO OBERHASLI
 DETAIL OF OBERHASLI DRAIN SYSTEM



L= ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL

TROÇO COM VASÕES $Q < 25$ 1H/M TUNEL - L=5.00m
 TROÇO COM MÉDIA VASÕES $25 < Q < 100$ 1H/M TUNEL - L=3.00m
 TROÇO COM ALTAS VASÕES $Q > 100$ 1H/M TUNEL - L=1.50m

PORMENOR DE DRENAGEM
 CONDUÇÕES, LOCALIZADAS E DHPs CONSTRUTIVOS
 (FASE DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO)
 DRAINAGE DETAIL
 SPOT TAPPING AND CONSTRUCTION SUB-HORIZONTAL
 DRAINS (PRIMARY LINING STAGE)



L= SPACING

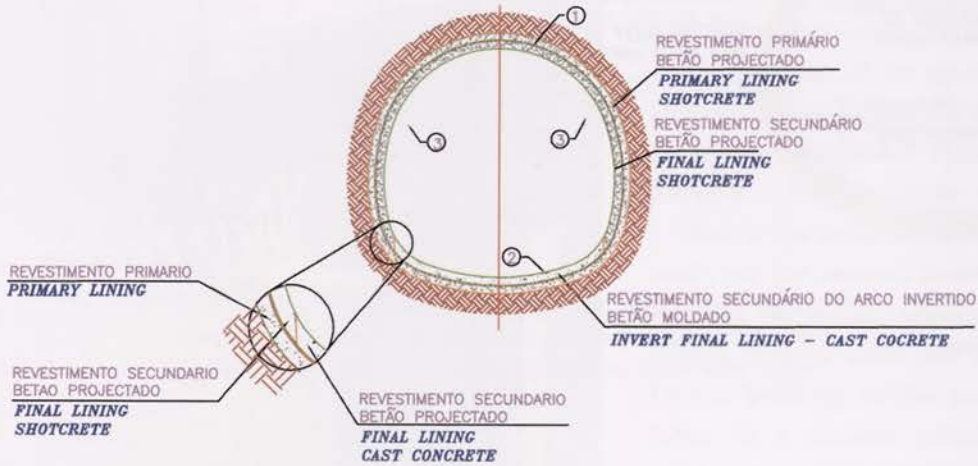
Q=FLOW LITERS/HOUR/WETER OF TUNNEL
 $Q < 25$ L=5.00m
 $25 < Q < 100$ L=3.00m
 $Q > 100$ L=1.50m

Área de ligação: sistema de impermeabilização
 Connecting area: waterproofing system

SEQUÊNCIA DE APLICAÇÃO DO REVESTIMENTO SECUNDÁRIO

FINAL LINING STEPS

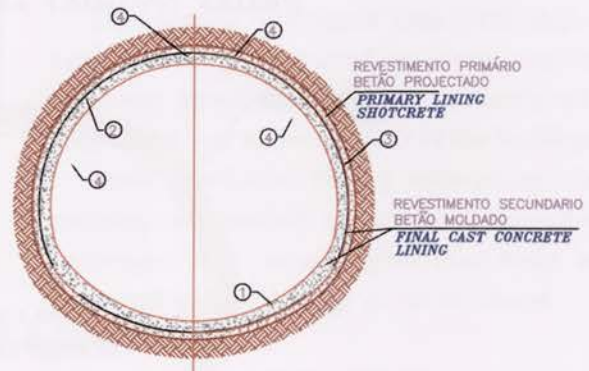
BETÃO PROJECTADO/MOLDADO ÁREA DE LIGAÇÃO SHOTCRETE/CAST CONCRETE CONNECTION BRANCH



- 1 - EXECUÇÃO DAS LATERAIS E ABÓBODA
- 2 - EXECUÇÃO DO INVERT
- 3 - INJEÇÃO DE TRATAMENTOS EM PONTOS LOCALIZADOS, E FISSURAS COM PRODUTOS A BASE DE CIMENTO, EPOXI OU POLIURETANO

- 1 - EXECUTION OF SIDES AND TOP
- 2 - EXECUTION OF INVERT
- 3 - SPOT GROUTING AND CRACK GROUTING WITH CEMENT, EPOXY OR POLYURETANE

BETÃO MOLDADO ESTAÇÕES CAST CONCRETE STATIONS

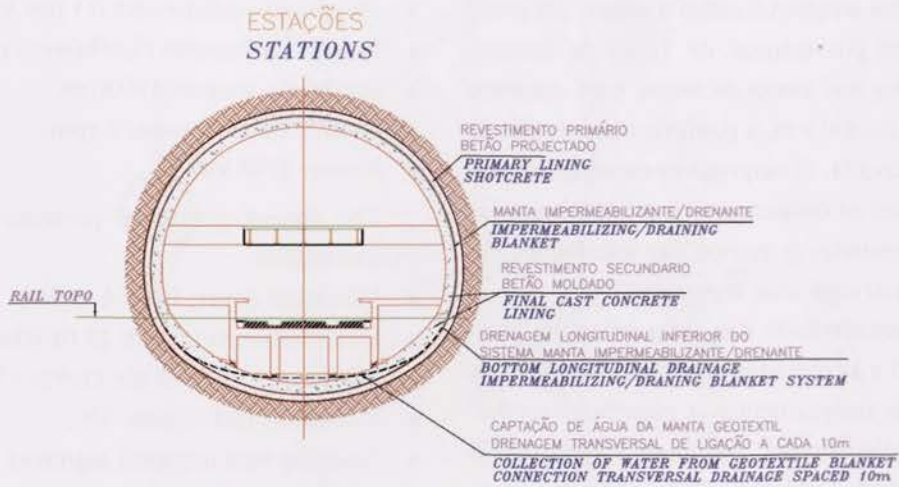


- 1 - EXECUÇÃO DO INVERT
- 2 - INSTALAÇÃO DE MANTA DRENANTE (LAMINA PVC E CAMADA DE GEOTEXTIL)
- 3 - EXECUÇÃO DAS LATERAIS E ABÓBODA
- 4 - INJEÇÃO DE COLMATAÇÃO (PREENCHIMENTO) E/OU DE TRATAMENTOS EM PONTOS LOCALIZADOS E FISSURAS COM PRODUTOS A BASE DE CIMENTO OU EPOXI

- 1 - INVERT EXECUTION
- 2 - PLACING OF DRAIN BLANKET (SHEET OF PVC AND GEOTEXTILE)
- 3 - CONCRETING OF SIDE WALL AND TOP
- 4 - FILL GROUTING AND / OR CRACK GROUTING WITH CEMENT EPOXY OR POLYURETANE

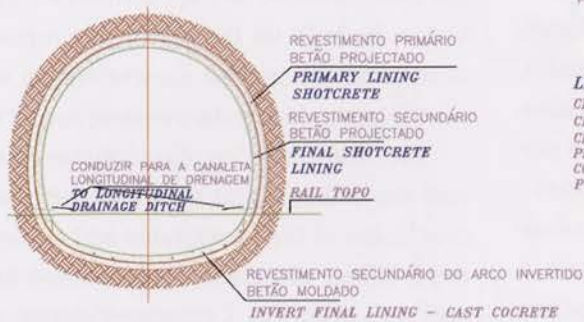
Área de ligação e estação: sistema de impermeabilização
Connecting area and station: waterproofing station

PORMENOR DE DRENAGEM – CONDUÇÕES DEFINITIVAS
(FASE DE REVESTIMENTO SECUNDARIO)
DRAINAGE DETAILS – FINAL OUTLET
(FINAL LINING STAGE)



ESTAÇÃO BAIXA – CHIADO
BAIXA CHIADO – STATION
IMPERMEABILIZAÇÃO
IMPERMEABILIZATION

ÁREA DE LIGAÇÃO
CONNECTION BRANCH



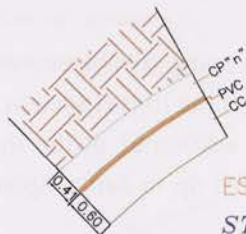
LEGENDA:

- CPⁿ – BETÃO PROJECTADO NORMAL
- CPE – BETÃO PROJECTADO DE ESTANCAGEM PRIMÁRIA
- CPP – BETÃO PROJECTADO POLIMÉRICO
- PP – PINTURA POLIMÉRICA
- CC – BETÃO CONVENCIONAL
- PVC – MANTA TERMOPLÁSTICA DE PVC E GEOTEXTIL

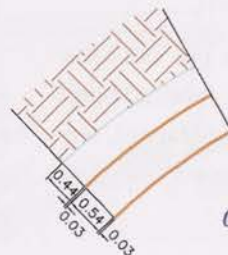
LEGEND:

- CPⁿ – NORMAL SHOTCRETE
- CPE – PRIMARY SEALING SHOTCRETE
- CPP – POLIMER SHOTCRETE
- PP – POLIMER PAINTING
- CC – CONVENTIONAL CONCRETE
- PVC – PVC AND GEOTEXTILE THERMOPLASTIC BLANKET

SEQUÊNCIA DE APLICAÇÃO DAS CAMADAS IMPERMEABILIZANTES
STEPS FOR INSTALLATION OF IMPERMEABILIZING LAYERS



ESTACIONES
STATIONS



ÁREA DE LIGAÇÃO
CONNECTION BRANCH

Área de ligação e estação: sistema de impermeabilização e sequência de aplicação
Connecting area and station: waterproofing station and application sequence

Injecções de compensação

Os tratamentos de consolidação através da aplicação de jet grouting foram adoptados ao longo da estação à medida que o material assim o exigia. Em geral, foram formados por colunas de 12 m de comprimento, aplicados em forma de leque, com diâmetro variando entre 0,6 e 0,8 m, a partir de meia secção de abóbada já escavada. O emprego deste equipamento limitou em muito os deslocamentos produzidos pelas areias, o que permitiu o avanço das escavações em metade da secção com total segurança.

Devido à proximidade das duas estações (nascente e poente) e às elevadas dimensões das secções transversais, os assentamentos à superfície, conforme indicado pelos cálculos, assumiam valores que já não seriam suportados pelos prédios ou pelas construções seculares ali existentes. Como solução, utilizaram-se injecções de compensação, que, aplicadas adequadamente e controladas em tempo real, com o controlo dos volumes e das pressões injectadas, através de leques próximos da fundação das edificações, recuperavam os assentamentos que eram produzidos pela sobreposição das diversas fases de escavação.

Estes tratamentos, feitos a partir de poços localizados e próximos das zonas a serem compensadas, eram feitos através de furos com manchetes, espalhados em forma de leques, distribuídos num único plano imediatamente abaixo da fundação dos edifícios.

Após a conclusão das escavações, verificou-se que as injecções de compensação promoveram a recuperação de assentamentos, com valores acima de 8 mm, o que evitou danos maiores aos edifícios.

TÚNEL EM ESCUDO

O túnel em escudo foi executado por uma máquina de pressão de terra balanceada, fabricada pela FCB (França), sob licença da *Kawasaki* (Japão), tendo as seguintes características principais:

- Não articulado;
- Diâmetro externo: 9,71 m;
- Relação comprimento-diâmetro: 0,84;

- Length-diameter relation: 0.84;
- Weight: 612t;
- Underground pressure: 0.65 kg/cm²;
- Maximum impulse: 8000 t per 350 bars;
- Maximum impulse Coefficient: 108t/m²;
- Maximum torque: 1950t/m;
- Maximum revolution: 2 rpm;
- Power: 3750 kW.

The tunnel geometry presents the following characteristics:

- Minimum cover: from 4 to 9m;
- Maximum cover: from 25 to 40m;
- Minimum radius of the curve: 170m;
- Maximum inclination: 4%;
- Lowering with universal segments fixed with bolts, 0.36m thick, 1.2m wide and weighing 5000kg.

CONSTRUCTION OF THE CAIS DAS COLUNAS EMBANKMENT

To guarantee safe excavation with the shield along section 61, connecting the Marinha shaft to the future Terreiro do Paço station, an embankment had to be built on the axis of the tunnel, in order to improve the ground parameters, as well as prevent floating during the construction of the tunnel.

The historical Cais das Colunas was removed and the embankment was built, so that after the conclusion of the excavations and subsequent concrete filling, the embankment could be removed and the historical Cais das Colunas monument could be newly assembled.

MARINHA SHAFT

This shaft, built using NATM, served to assemble the shaft for both the tunnel section toward the Cadaval shaft, and section 61 of the shield tunnel. All the soil excavated up to Santa Apolónia exited through this shaft.



LEGENDA:

- OBRA
- INJEÇÕES CALÇADA DO SACRAMENTO
- INJEÇÕES OBRA TEIXEIRA DUARTE
- INJEÇÕES PRAÇA DO MUNICIPIO
- INJEÇÕES ESCADAS S. FRANCISCO
- INJEÇÕES PRAÇA DO MUNICIPIO
- INJEÇÕES MIN. DA MARINHA
- INJEÇÕES RUA 1º DE DEZEMBRO

Planta da zona da Baixa com os poços de injeção de compensação
 Baixa zone plan with jet grouting shafts.

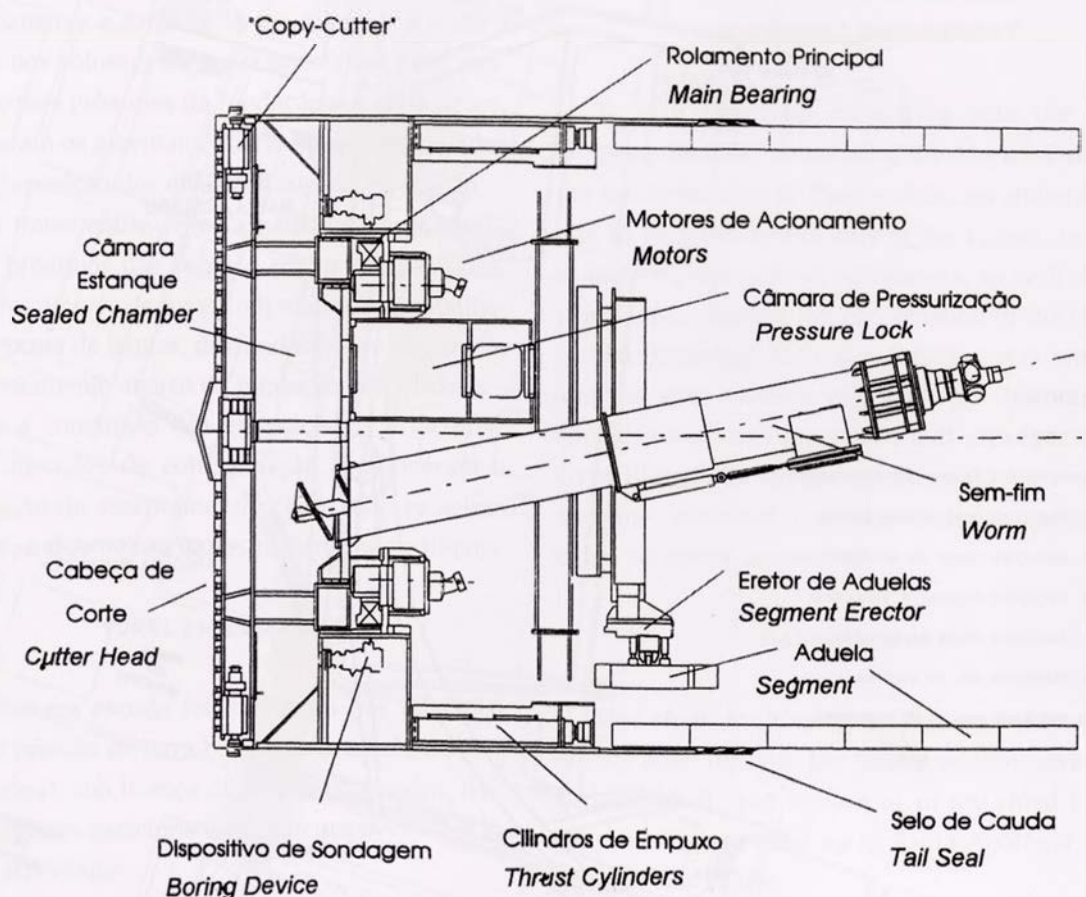
- Peso total: 612 t;
- Pressão do subsolo: 0,65 kg/cm²;
- Impulso máximo: 8000 t a 350 bars;
- Coeficiente de impulso máximo: 108 t/m²;
- Torque máximo: 1950 t/m;
- Rotação máxima: 2 rpm;
- Potência total instalada: 3750 kW.

A geometria do túnel apresenta as seguintes características:

- Cobertura mínima: de 4 a 9 m;
- Cobertura máxima: de 25 a 40 m;
- Raio mínimo de curva: 170 m;
- Inclinação máxima: 4 %;
- Revestimento com aduelas do tipo universal fixadas por parafusos, com 0,36 m de espessura, 1,2 m de largura e 5000 kg de peso.

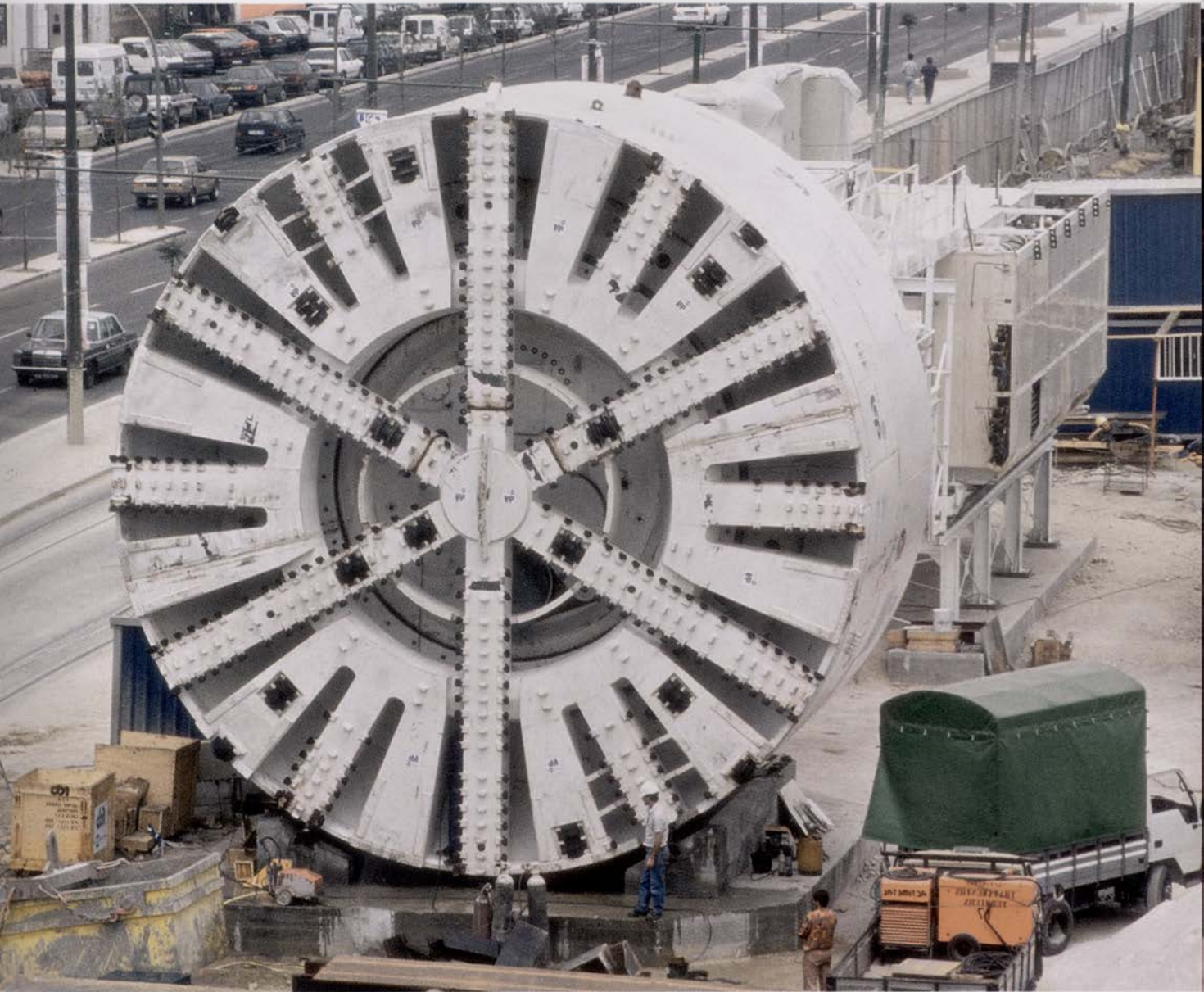
JARDIM DO TABACO VENTILATION SHAFT

The purpose of this shaft was for ventilation and emergency exit, located in section 65, and is located inside the Terreiro do Paço station and the Santa Apolonia station. It was built in open air, composed of diaphragm walls and metal shoring, as shown in the following diagrams. Due to its proximity to the Tagus River, it required close monitoring with a complex instrumentation monitoring system, and control of the groundwater level.



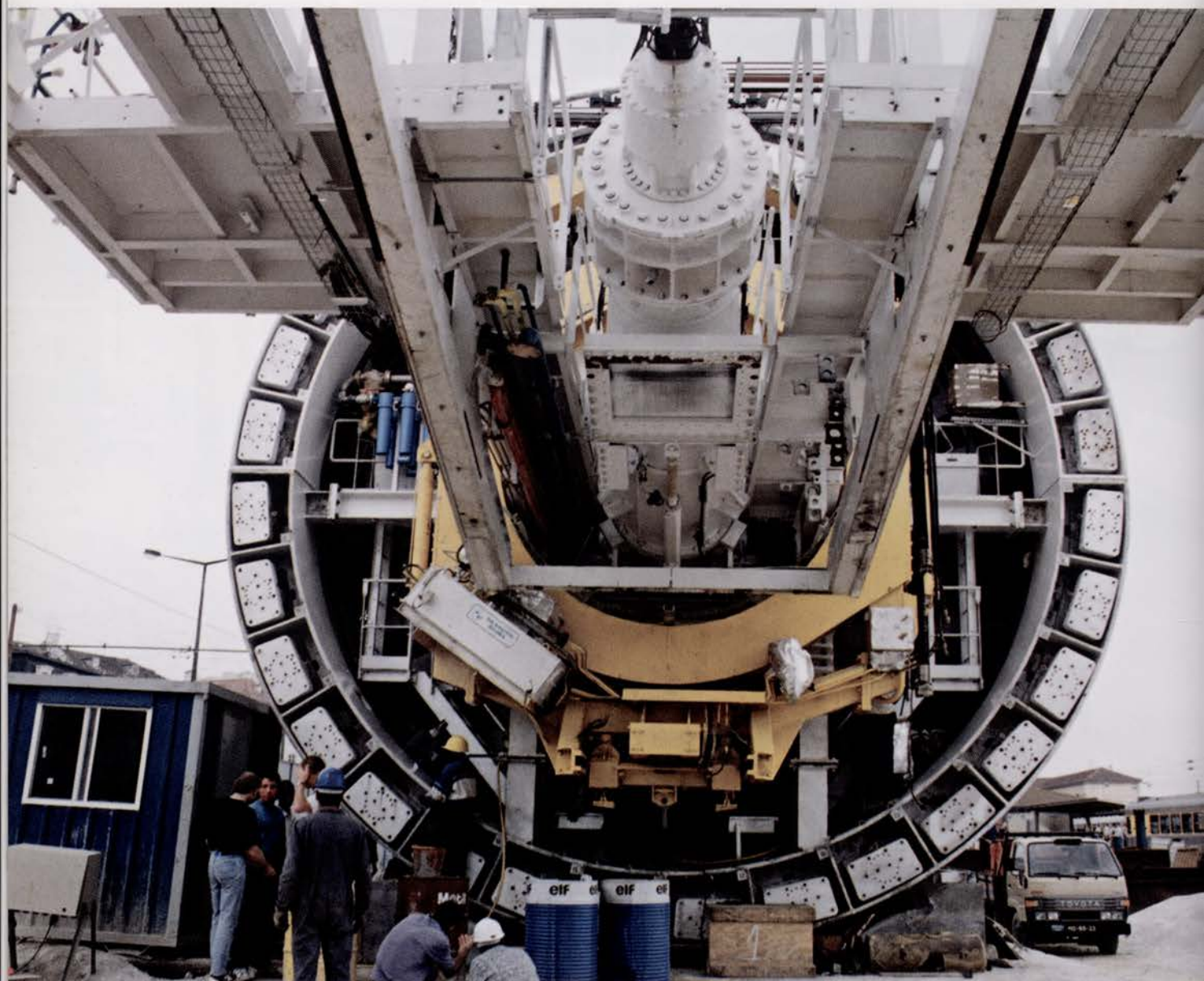
Escudo: corte esquemático da tuneladora (EPB)

Shield: schematic cross section of shield (EPB)



Escudo: cabeça de corte e back-up
Shield: cutting head and back up

reabilitação e manutenção de túneis de metro - túneis
reabilitados e em manutenção de túneis de metro



Escudo: vista do erector de colocação das aduelas
Shield: view of erector of the arches



Escudo em escavação para a chegada ao poço do Rossio
Shield in excavation to reach Rossio shaft



Aterro no Cais das Colunas em fase de construção
Cais das Colunas embankment in construction phase



Aterro no Cais das Colunas já concluído
Cais das Colunas embankment concluded

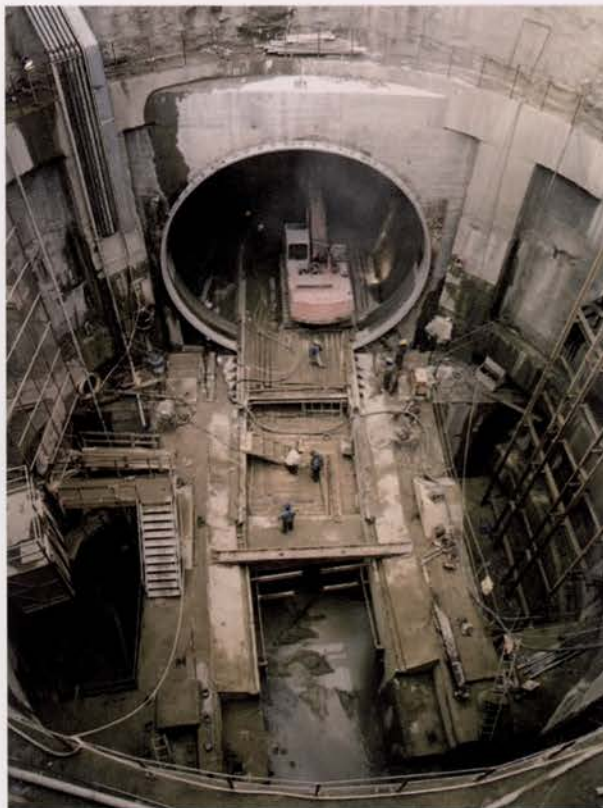
CONSTRUÇÃO DO ATERRO DO CAIS DAS COLUNAS

Para garantir a escavação em segurança com o escudo, ao longo do troço 61, ligando o poço da Marinha à futura estação do Terreiro do Paço, foi necessária a construção de um aterro sobre o eixo do túnel, de forma a promover o melhoramento dos parâmetros do solo, bem como garantir a não flutuação durante o período de construção do túnel.

Para tanto, foi removido o histórico Cais das Colunas e executado o aterro, de modo que após a conclusão das escavações e a complementação do betão de enchimento o aterro poderá ser removido e novamente montado o monumento histórico do Cais das Colunas.

POÇO DA MARINHA

Este poço, executado em NATM, serviu para a montagem do escudo tanto para a execução do troço do túnel em direcção ao poço do Cadaval como para a execução do troço 61 de túnel em escudo. Por ele saíram todas as terras escavadas até Santa Apolónia.



*Poço da Marinha: poço e embocadura norte
Marinha shaft; shaft and north portal*



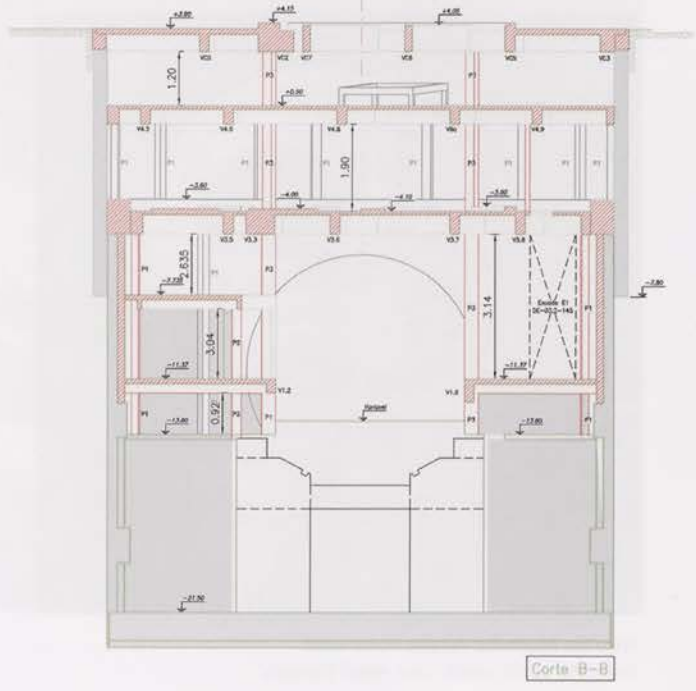
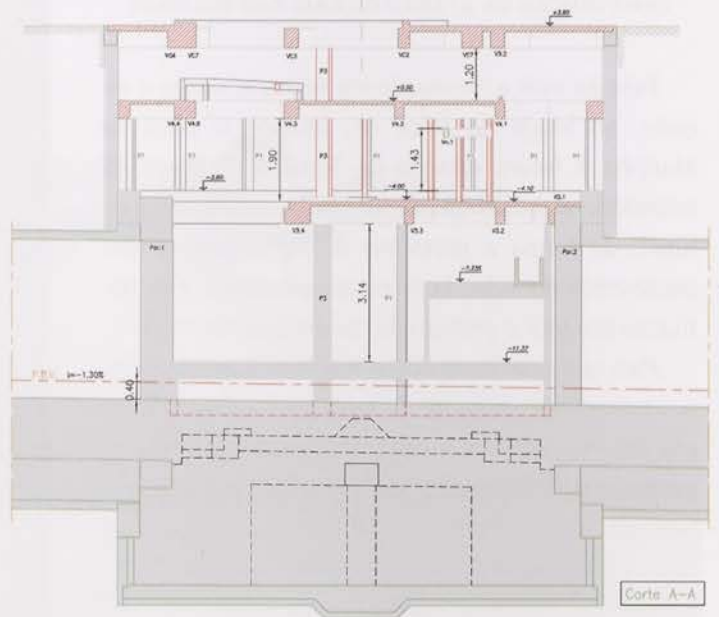
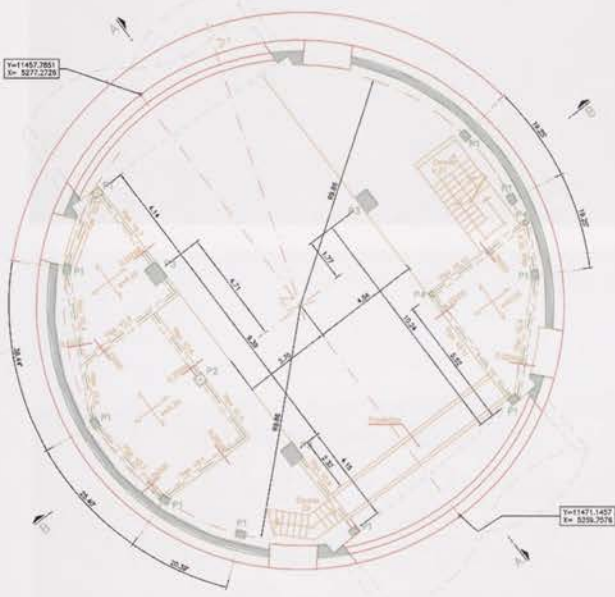
*Poço da Marinha: túneis norte e sul
Marinha shaft: north and south tunnels*

SANTA APOLONIA STATION

The last station on the Blue Line, Santa Apolonia station is situated next to the railway station and is an intermodal station between the Metro and the Refer railroad system.

Its proximity to the Tagus River, associated with high seepage in the surrounding soils, and the depth that would be reached with the excavations, made it necessary to find solutions that would jointly guarantee that the excavation was completely watertight, increasing safety levels and, especially, minimizing the risk of water entering and carrying debris inside the excavated area.

Therefore, known technologies were used in conjunction after being adapted to the rigorous conditions to which they would be submitted, with



Poço da Marinha: desenho esquemático
Marinha shaft: schematic drawing

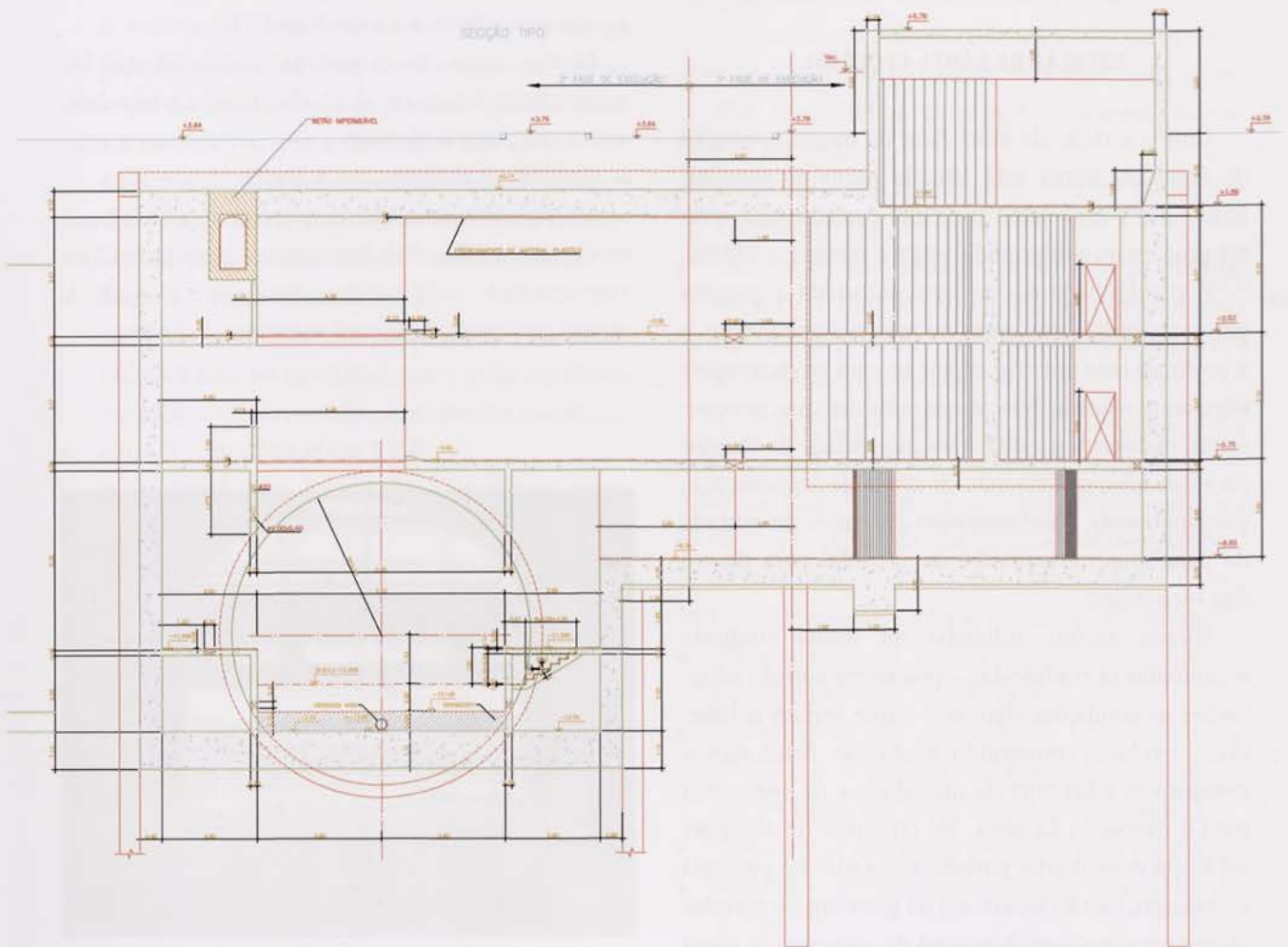
POÇO DE VENTILAÇÃO DO JARDIM DO TABACO

Este poço destina-se à ventilação e saída de emergência do túnel situado no troço 65, e está situado entre a estação do Terreiro do Paço e a estação de Santa Apolónia. Foi executado a céu aberto, composto por paredes moldadas e escoramentos metálicos, conforme mostra o desenho a seguir. A sua proximidade com o rio Tejo exigiu um acompanhamento rigoroso, com um sistema complexo de monitorização por instrumentação, e controlo do lençol freático.

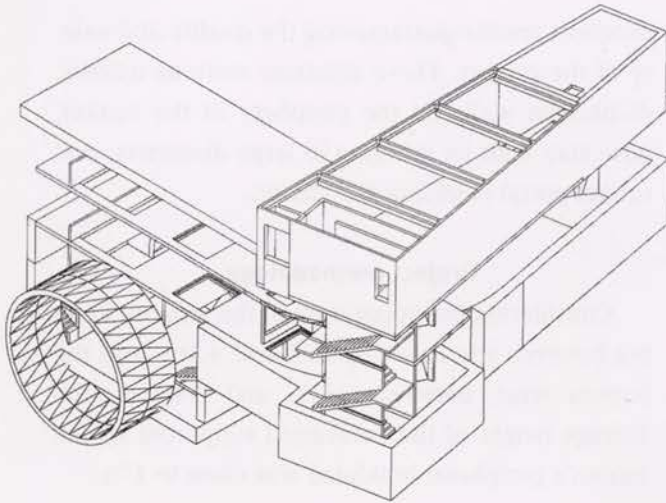
excellent results guaranteeing the quality and safety of the project. These solutions were as follows: diaphragm walls on the periphery of the station, base slab with jet grouting in large diameters, and tunnel portal shielding the station.

Project methodology

Considering the upper level of the ground, varying between the levels of 3.85 and 4.1m, and the bottom level, between -13.35 and -14.29m, the average height of the excavation supported by the station's peripheral bulkhead was close to 17m.



Corte transversal do poço de ventilação do Jardim do Tabaco
Transversal cross section of the Jardim do Tabaco ventilation shaft



Poço de ventilação do Jardim do Tabaco
Ventilation shaft for Jardim do Tabaco

ESTAÇÃO DE SANTA APOLÓNIA

Última estação da linha Azul do metro, a estação de Santa Apolónia está situada junto ao terminal ferroviário e tem como principal característica a de ser uma estação intermodal entre o metro e a REFER.

A proximidade do rio Tejo, associada a grandes permeabilidades existentes no material envolvente, e a profundidade que iria atingir-se com as escavações obrigaram a que se buscassem soluções que, em conjunto, pudessem garantir a estanqueidade do interior da escavação, melhorando os níveis de segurança, e, principalmente, minimizassem os riscos de entrada de água com carreamento de material para dentro das escavações.

Foram, assim, utilizadas de forma conjunta tecnologias já conhecidas, após terem sofrido adaptações às condições rigorosas a que seriam submetidas, tendo-se conseguido excelentes resultados e assegurado a garantia da qualidade e da segurança para a execução da obra. Tal conjunto de soluções foi assim constituído: paredes moldadas na periferia da estação, laje de fundo em jet grouting de grandes diâmetros e emboquilhamento do encontro do túnel em escudo com a estação.

On the eastern end, where the pumping shafts of the station were located, the height of the excavation reached 20.7m next to the diaphragm walls.

In the station zones where railway access was built (Refer) and the riverbank zone, the height of the excavation is approximately 6m. Inside the railway station, the slab level at floor level of the station is 4,606m, and the excavation is -1.84m, the average height of the excavation being around 6.5m.

The excavation of the station was carried out using diaphragm walls, with installation of a main level of temporary shoring, which was installed as the excavation advanced.

For the construction of the internal structures of the Lisbon Metro, the excavation was carried out in two distinct zones, namely:

- Zone A – between axes 4 and 21:

In this zone, the peripheral bulkhead will be materialized using 1m thick diaphragm walls, balanced with metal shoring;

- Zone B – between axes 1 and 4:

In this zone, the shield is located, which built section 65, so this area has special restrictions. The containment will occur through 1m thick diaphragm walls, balanced with metal shoring.



Estação de Santa Apolónia: emboquilhamento
Santa Apolónia station: tunnel entrance

Metodologia da execução dos trabalhos

Considerando-se a superfície do terreno, variando entre as cotas de 3,85 e 4,1 m, e o fundo, entre as cotas de -13,35 e -14,29 m, a altura média da escavação suportada na contenção periférica da estação foi de cerca de 17 m.

No topo nascente, onde ficaram os poços de bombagem da estação, a altura que a escavação atingiu foi de 20,7 m junto às paredes moldadas.

Nas zonas da estação onde se desenvolvem os acessos à estação ferroviária (REFER) e à zona ribeirinha, a altura da escavação é de aproximadamente 6 m. Dentro da estação dos caminhos-de-ferro, a cota da laje ao nível do piso da estação é 4,606 m, e a da escavação é de -1,84 m, sendo a altura média da escavação da ordem de 6,5 m.

A escavação da estação foi realizada ao abrigo de paredes moldadas, com instalação de um nível principal de escoramento provisório, que foi instalado à medida em que a escavação avançava.

A escavação para a execução das estruturas internas da estação do metropolitano de Lisboa foi executada em duas zonas distintas, nomeadamente:

- Zona A – entre os eixos 4 e 21:
Nesta zona, a contenção periférica será materializada por paredes moldadas com 1 m de espessura e equilibradas através de escoramentos metálicos;
- Zona B – entre os eixos 1 e 4:
Nesta zona está localizada a máquina tuneladora (escudo) que executou o troço 65, pelo que este local tem restrições especiais. A contenção será materializada por paredes moldadas com 1 m de espessura e equilibradas através de escoras de canto metálicas.

A ocorrência do nível freático à cota +2 e a estação ferroviária a 7 m de distância obrigou à utilização de um conjunto de tecnologias especiais para se conseguir escavar e conter os terrenos até à cota -14. As tecnologias utilizadas foram compostas por:

- Paredes moldadas;
- Escoramentos;
- Bombagem para a descida do nível freático a pri-

The groundwater level at +2 and the rail station at 7m in distance gave rise to the use of specialized technology in order to excavate and contain the ground at level -14. The technology used included:

- Diaphragm walls;
- Shoring;
- Pumping to reduce the groundwater level trapped in the enclosure bounded by the diaphragm walls. Built for total seepage, between axes 1 and 21, of up to 900 l/second during the construction period.

The work in zone B was more complex, which required building a portal wall.

Thus, the basic design defined sealed-off zones, or independent working zones. Therefore, an incident in any one zone would not negatively impact the progress of the work in another zone.

A transversal diaphragm wall, stabilized with shoring constructed in axis 4, separated both zones.

The construction sequence, in general terms, was as follows:

- Excavation and containment of zone B and disassembling the shield;
- Excavation and containment of zone A, simultaneously to that of zone B, taking care to ensure the stability of the temporary diaphragm walls that divided the two zones.

The development of the project was permanently synchronized with the definition of constructive solutions that allowed efficient and effective progress of the work. Especially, the planning of the peripheral containment of the of the Lisbon Metro station body, which considered the following objectives:

- Minimization of surface deformation, namely the settlement of the rail station;
- Lowering of the groundwater level inside the peripheral bulkhead, minimizing lowering of the groundwater level outside the bulkhead;
- Reduction of hydrostatic pressure below the station;
- Reduction of intervention period inside the rail station.

sionado no recinto delimitado pelas paredes moldadas. Dimensionou-se para uma infiltração total, entre os eixos 1 e 21, de até 900 l/segundo durante o período de construção.

O trabalho executado na zona B foi mais complexo, obrigando à execução de um maciço de embocadura.

Assim, o projecto de base definiu zonas estanques, ou seja, zonas de trabalho independentes. Qualquer ocorrência numa zona não inviabilizava o prosseguimento dos trabalhos na outra zona.

As duas zonas foram separadas por uma parede moldada provisória transversal, estabilizada por escoramentos construídos no eixo 4.

A sequência da execução dos trabalhos, em termos gerais, foi a seguinte:

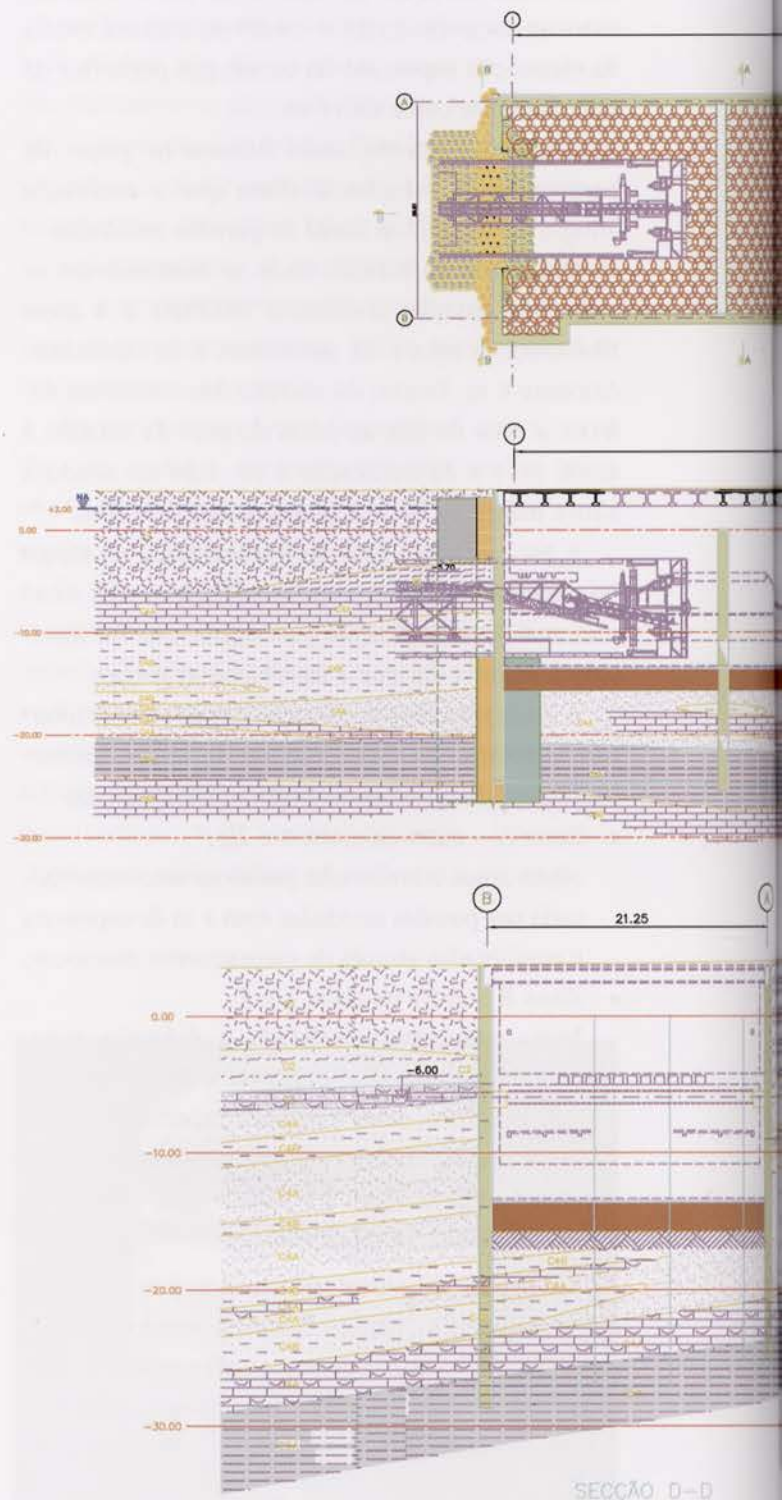
- Escavação e contenção da zona B e desmontagem do escudo;
- Escavação e contenção da zona A, simultaneamente à da zona B, com o cuidado de se garantir a estabilidade da parede moldada provisória que dividia as duas zonas.

O desenvolvimento do projecto de execução foi permanentemente sincronizado com a definição de soluções construtivas que possibilitaram um eficiente e eficaz andamento dos trabalhos. Em especial, o dimensionamento da contenção periférica do corpo da estação do metropolitano de Lisboa, que teve em conta os seguintes objectivos:

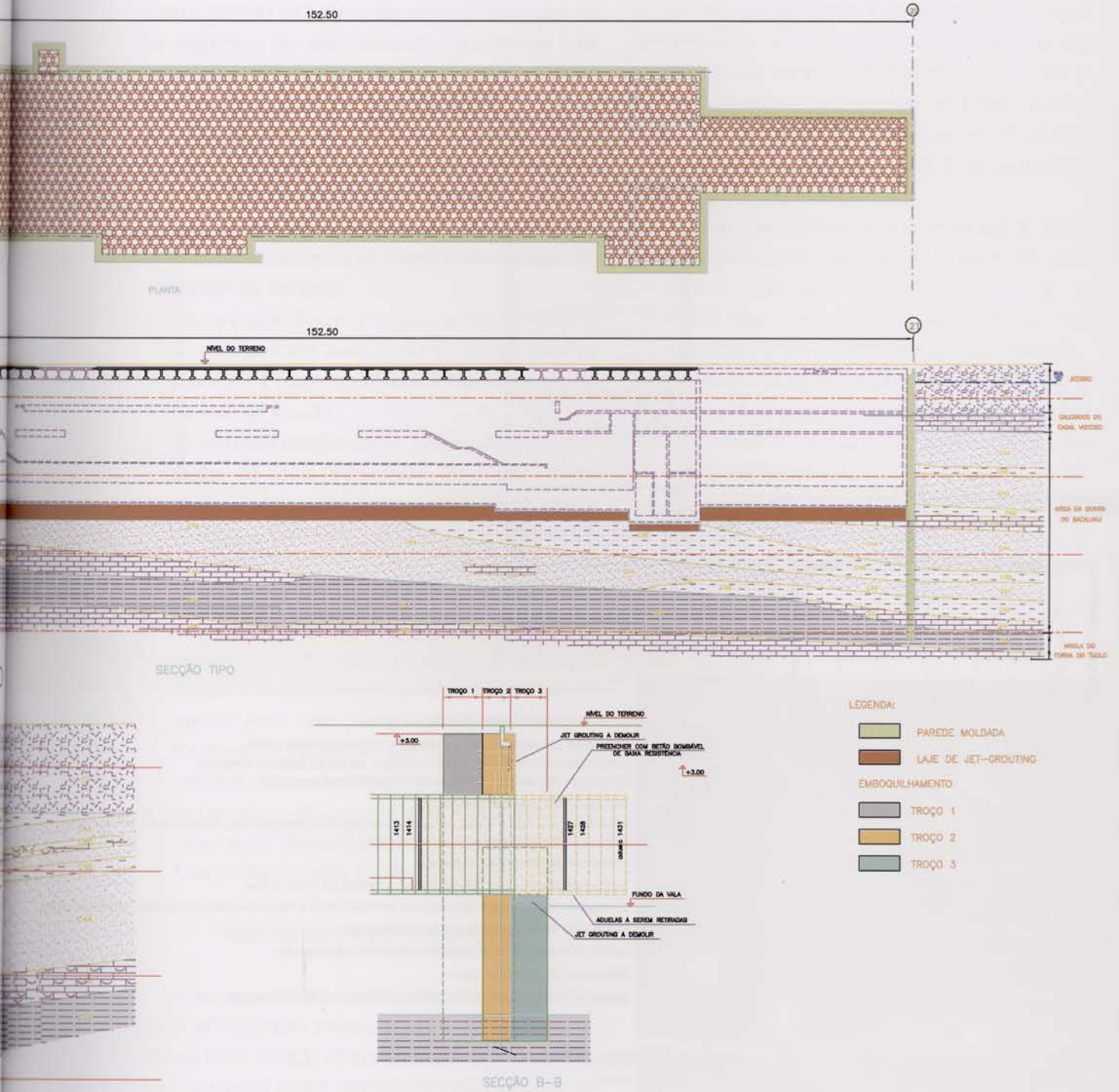
- Minimização da deformação à superfície, nomeadamente os assentamentos da estação ferroviária;
- Rebaixamento do nível freático no interior da contenção periférica, minimizando o rebaixamento do nível freático no exterior da contenção;
- Redução da pressão hidrostática no fundo da estação;
- Redução do período de intervenção no interior da estação ferroviária.

DESMONTAGEM E REMOÇÃO DO ESCUDO

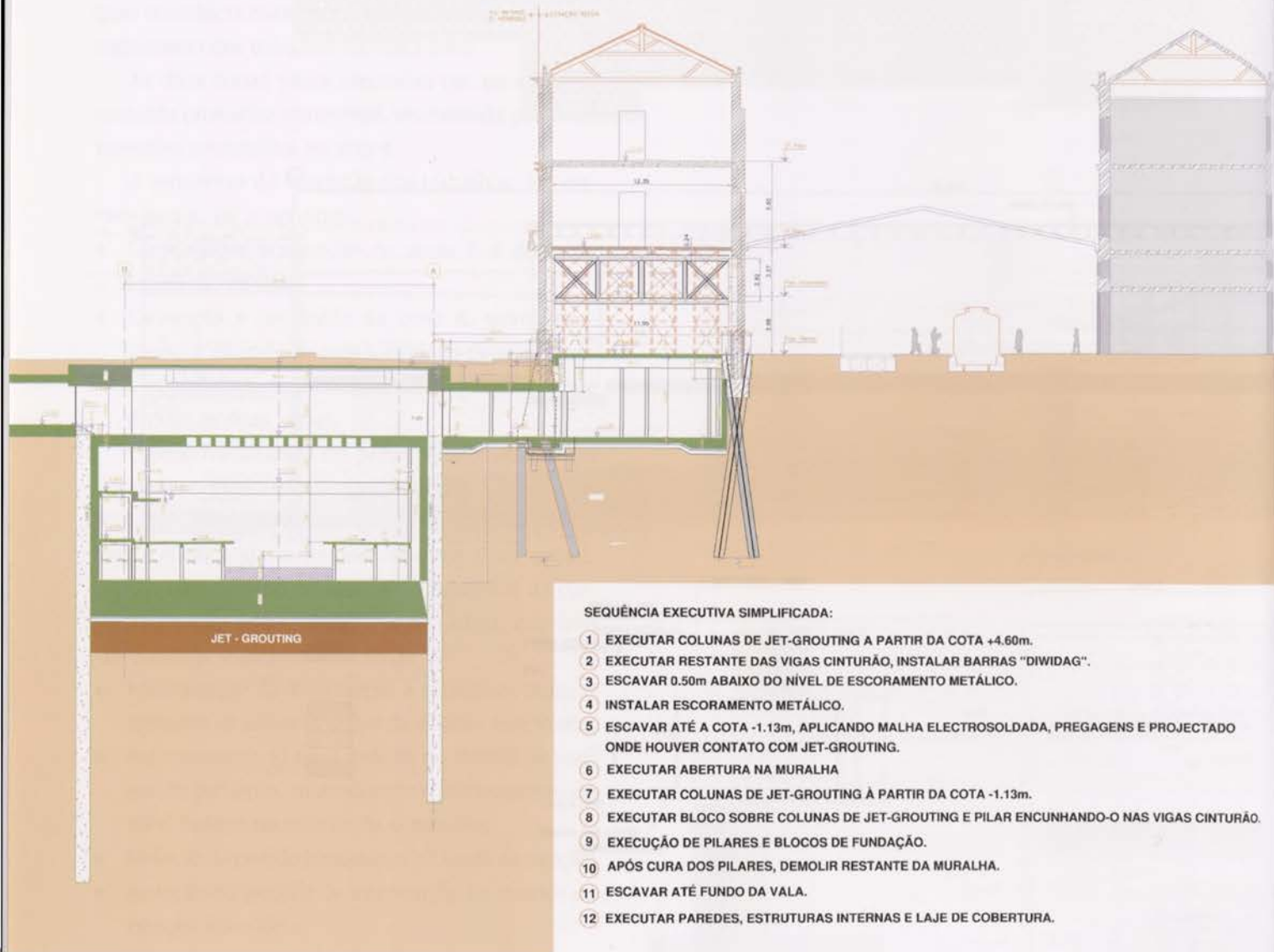
O escudo ficou imobilizado entre os eixos 1 e 4, tendo sido realizado para o efeito, por este ACE, uma cortina com colunas de *jet grouting* na frente do



SECÇÃO D-D



Estação de Santa Apolónia: planta e corte longitudinal
 Santa Apolónia station: longitudinal cross section



Estação de Santa Apolónia: corte transversal e sustentação do edifício REFER
 Santa Apolónia station: cross-section and supports for REFER building

mesmo. Essa cortina foi reforçada com a execução da parede moldada provisória no eixo 4.

Para a desmontagem e remoção do escudo, foram criadas várias condições a fim de se garantir uma total segurança no seu içamento e transporte, bem como o seu perfeito funcionamento no futuro, tendo sido as seguintes as principais condições:

- A laje de cobertura entre os eixos 1 e 4 foi parcialmente concluída, com uma abertura, na projecção do escudo, com as dimensões mínimas de 10 m no sentido longitudinal da estação e de 13 m no sentido transversal, para a passagem dos diversos elementos da máquina;
- Para a desmontagem e segmentação da couraça e da roda de corte, a escavação do recinto entre os eixos 1 e 4 parou no nível situado 1,5 m abaixo do eixo do escudo;
- Os restantes equipamentos, pertencentes aos conjuntos de apoio à operação (*back-ups*), foram deslocados 16 m na direcção do poço do Jardim do Tabaco, com o objectivo de criar condições para a execução do escoramento metálico na região do túnel onde as aduelas seriam demolidas;
- Para o içamento e o transporte das peças, foi necessária uma área, sobre a laje de cobertura e adjacente à citada abertura, para a manobra de um camião zorra, que transportou os componentes do escudo. O içamento das peças foi efectuado com um pórtico de 130 t;
- As operações de desmontagem e de retirada das peças semi desmontadas do escudo ocorreram num prazo de cerca de 30 dias.

MONITORIZAÇÃO DAS ESCAVAÇÕES

A instrumentação é uma parte relevante do processo de escavação subterrânea pelo NATM. Na estação da Baixa-Chiado e suas estruturas pertinentes foram instalados vários sistemas de monitorização. As secções para as medidas de convergência foram espaçadas de 25 m. As leituras eram feitas diariamente por meio de fita de aço e ou de instrumento óptico.

DISASSEMBLING AND REMOVING SHIELD

The shield was immobilized between axes 1 and 4. For that purpose, ACE built a “curtain” with jet grouting pillars in front of the shield. This curtain was reinforced with temporary diaphragm walls in axis 4.

To disassemble and remove the shield, several steps were taken to ensure total safety of hoisting and transport, as well as perfect future operation, including the following:

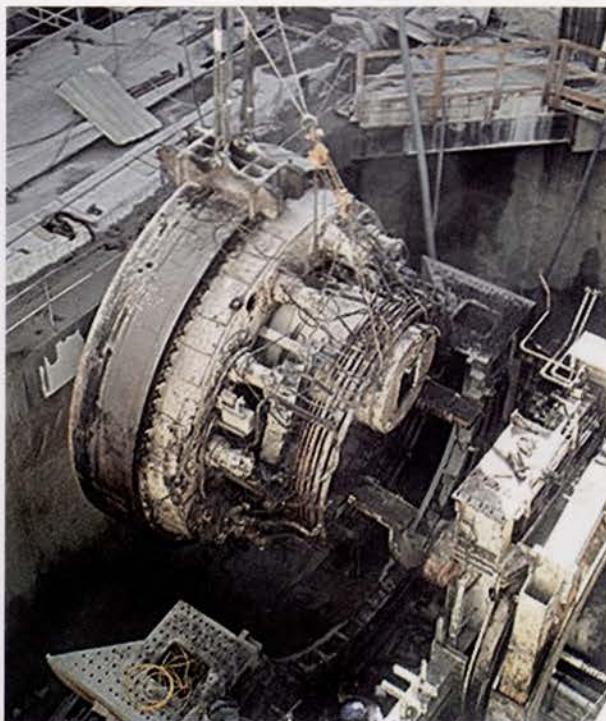
- A cover slab between axis 1 and 4 was partially concluded, with an opening in the shield projection, with minimum dimensions of 10m in length and 13m in width, in order for the various elements of the machine to pass through;
- For dismantling of the tail skin and the cutting wheel, the excavation of the enclosure between axes 1 and 4 stopped at the level situated 1.5m below the shield axis;
- The remaining equipment, which were back-ups, were displaced 16m in the direction of the Jardim do Tabaco shaft, with the objective of



Escudo: içamento da roda de corte
Shield: hoisting of cutting wheel

CONCLUSÃO

Estas obras, por se situarem em área urbana densamente edificada, exigiram a formação de equipas experientes e preparadas para enfrentar os desafios impostos pela sua grandiosidade. A presença activa e participativa da fiscalização garantiu o sucesso do empreendimento como um todo. Dadas as suas dimensões, esta obra também serviu de berço para a formação de jovens engenheiros e técnicos, que ganharam entusiasmo, pela grande variedade de tecnologias e pelo permanente desafio. Para a sua execução, houve a necessidade da instalação de mais de 23 estaleiros, espalhados pelas zonas da Baixa-Chiado e do Cais do Sodré e pelas zonas ribeirinhas do Tejo, como Santa Apolónia, Jardim do Tabaco e Praça do Comércio.



Escudo: içamento do rolamento central
Shield: hoisting of central rolling

creating conditions for metal shoring in the region of the tunnel where the arches would be demolished;

- For hoisting and transport of the pieces, an area over a covering slab was needed near the portal to maneuver a narrow-gauge flat car that transported the shield components. The pieces were hoisted using a 130t gantry crane;
- The disassembly and removal operations for the partly disassembled shield parts took place over 30 days.

MONITORING OF EXCAVATION

Monitoring is an important part of the NATM excavation process. In Baixa-Chiado station and its relative structures, several monitoring systems were installed. The sections for measurements were spaced at 25m. Readings were taken daily using a steel measure or an optical instrument.

CONCLUSION

These projects were carried out in a densely built-up urban area, and therefore required the formation of experienced teams, prepared to confront the challenges posed by the enormity of the challenge. Active monitoring guaranteed the success of the project as a whole. Given its magnitude, this project served as a learning experience for young engineers and technicians who were motivated by the wide range of technology and constant challenges. To complete it, it was necessary to install more than 23 sites, spread out in the Baixa-Chiado and Cais do Sodré districts and through the riverside area of the Tagus, such as the Santa Apolónia, Jardim do Tabaco and Praça do Comércio districts.







Túneis de Carenque

Tunnels

A CREL – Circular Regional Exterior de Lisboa, é uma rodovia de grande importância para o sistema rodoviário de Portugal. O seu traçado consiste num semi-anel que envolve a cidade de Lisboa, dirigindo o tráfego do norte ao sul do País e vice-versa, fora da área urbana da capital.

Partindo do Estádio Nacional, onde se liga à A 5 (auto-estrada do Estoril), a CREL segue na direcção nor-nordeste, onde encontra a A 1 (auto-estrada do Norte) em Alverca, e em Loures faz conexão com a A 8, numa extensão total de 35 km, compreendendo as seguintes estruturas principais:

The Lisbon Region Orbital (CREL) is a beltway of great importance for Portugal's road system. It consists of a half ring around the city of Lisbon that diverts traffic between the North and South of Portugal away from the capital's urban zone.

Beginning at the National Stadium (where it is connected to Estoril via highway A 5), CREL continues north-northeast, connecting to Highway A 1 (North highway) in Alverca, and in Loures it connects with Highway A 8. CREL has a total length of 35km, and is divided into the following principal structures:



Mapa da área metropolitana de Lisboa
Map of the Lisbon Metropolitan Region

SUBLANÇOS ■ SECTIONS**EXTENSÃO (EM METROS) ■ LENGTH (IN METRES)**

Estádio-Queluz / Stadium - Queluz	3 762
Queluz-radial da Pontinha / Queluz - Pontinha Radial Road	5 990
Radial da Pontinha-radial de Odivelas / Pontinha Radial Road - Odivelas Radial	6 575
Radial de Odivelas-Loures / Odivelas Radial Road - Loures	3 422
Loures-Bucelas / Loures - Bucelas	10 000
Bucelas-Alverca / Bucelas - Alverca	3 942
Total	33 691

VIADUTOS ■ VIADUCTS**EXTENSÃO (EM METROS) ■ LENGTH (IN METRES)**

Queluz / Queluz	278,5
Jamor / Jamor	340
Carenque /Carenque	349,45
Casal de Cambra / Casal de Cambra	453
Caneças / Caneças	301
Loures / Loures	1 614
Fanhões / Fanhões	72
EN 115 / EN 115	452,32
Trancão / Trancão	340

TÚNEIS ■ TUNNELS**EXTENSÃO (EM METROS) ■ LENGTH (IN METRES)**

Carenque / Carenque	285
Montemor / Montemor	720

NÓS ■ INTERCHANGES

Estádio Nacional / National Stadium
Queluz / Queluz
Radial da Pontinha / Pontinha Radial Road
Radial de Odivelas / Odivelas Radial Road
Loures / Loures
Zambujal / Zambujal
Alverca / Alverca

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

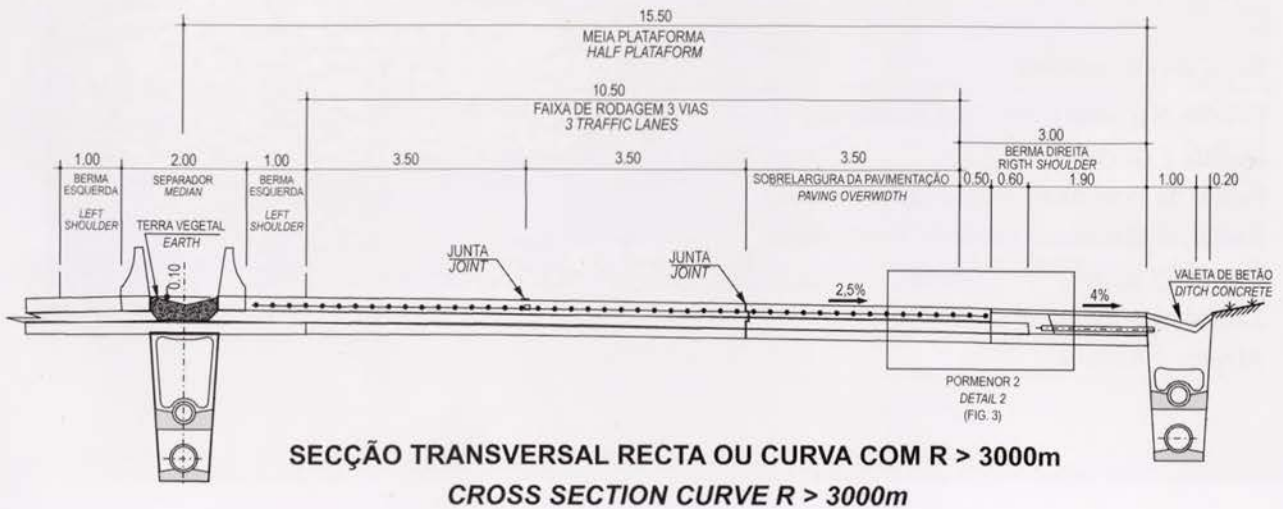
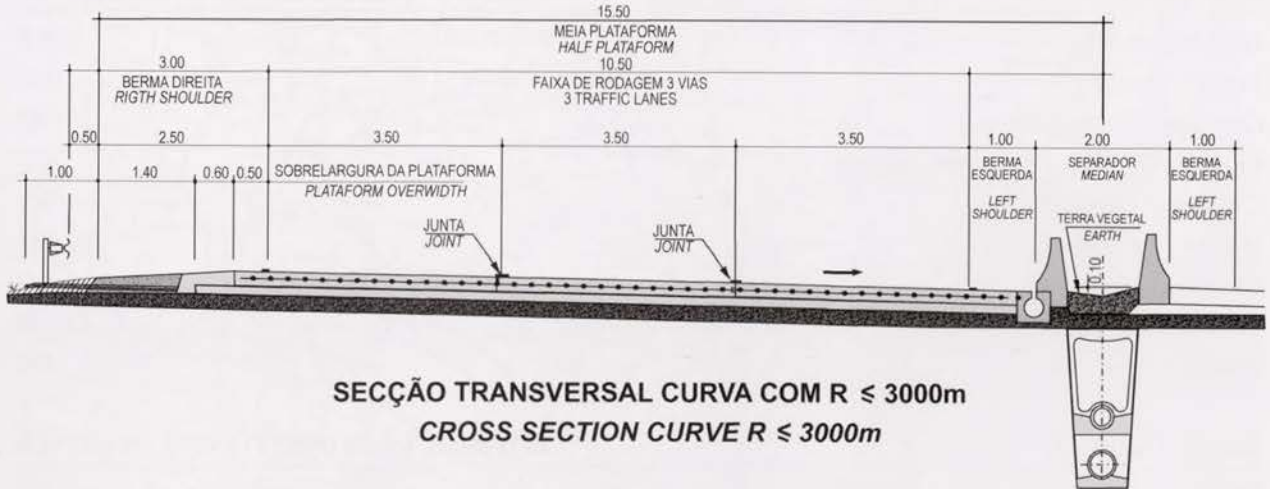
TECHNICAL CHARACTERISTICS

Geometria

- Três vias de 3,5 m em cada sentido, com bermas esquerdas de 1 m de largura, bermas direitas com 3 m de largura e separador central de 2 m;
- Plataforma com a largura de 31 m;
- Velocidade específica de 100 km/hora;
- Raio mínimo de 600 m;
- Rampas com inclinação máxima de 5,5 %, com raio convexo mínimo de 9000 m e raio côncavo mínimo de 4500 m;
- Inclinação transversal corrente de 2,5 %;
- Sobrelevação máxima de 6 %.

Geometry

- Three 3.5m lanes in each direction, left shoulders 1m in width, right shoulders 3m in width and a 2m central divide;
- Platform with a width of 31m;
- Specific speed limit – 100km/hour;
- Minimum radius – 600m;
- Ramps with maximum inclination of 5.5%, with minimum convex curve radius of 9000m and minimum concave curve radius of 4500m;
- Crosswise current inclination of 2.5 %;
- Maximum rise of 6 %.

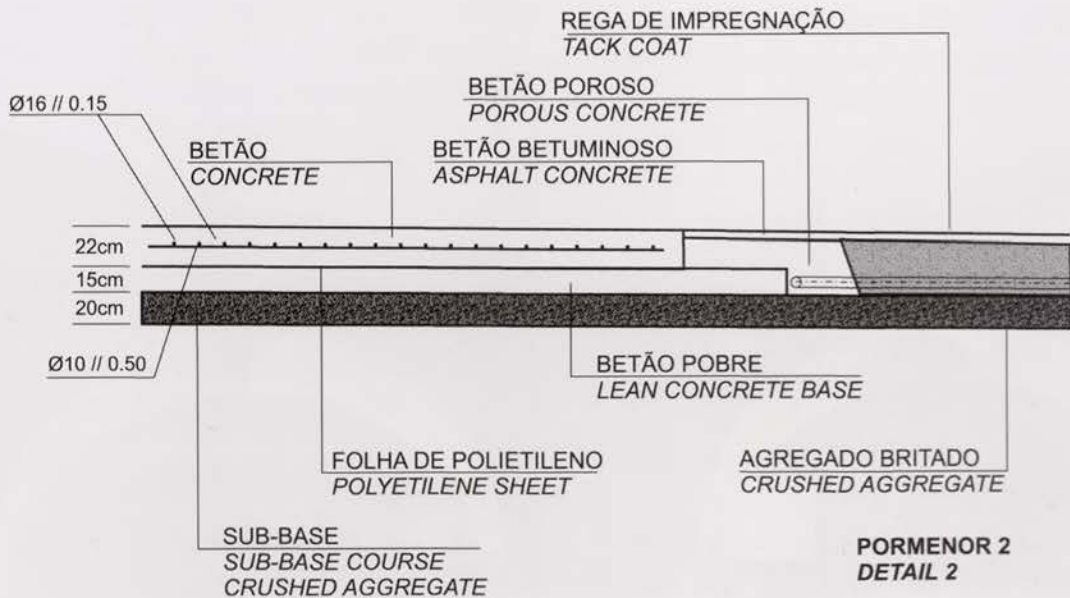


Camadas do pavimento

- Camada de desgaste em betão armado contínuo de 22 cm, armação longitudinal \varnothing 16 mm com 15 cm, transversal de \varnothing 10 mm com 50 cm (aço A 500);
- Folha de polietileno;
- Camada de base em betão pobre de 15 cm;
- Revestimento da berma direita em betão betuminoso (5 cm);
- Rega de impregnação na berma direita;
- Camada de sub-base em agregado britado de 20 cm;
- Camada de base da berma direita em agregado britado;
- Camada de betão poroso na berma direita;
- Espessura total do pavimento: 57 cm.

Pavement layers

- Protection layer of 22cm of continuous reinforced concrete, lengthwise reinforcement of \varnothing 16mm, 15cm apart, transverse reinforcement with \varnothing 10mm , 50cm apart (A 500 steel);
- Polystyrene sheets;
- Bed with 15cm layer of regular concrete;
- Right shoulder coated with bituminous concrete (5cm);
- Spray layer on right shoulder;
- Sub-bed layer with 20cm of aggregate;
- Base layer of right shoulder in aggregate;
- Layer of porous concrete on right shoulder;
- Total thickness of pavement: 57cm.

**Principais serviços executados:**

- Terraplenagem;
- Pavimentação;
- Drenagem transversal e longitudinal;
- Integração paisagística;
- Sinalização vertical e horizontal;
- Iluminação;
- Telecomunicações;
- Serviços afectados;
- Praça de portagem;

Main construction performed:

- Earth work;
- Pavement;
- Drainage systems (crosswise and lengthwise);
- Landscaping integration;
- Pavement striping and marking;
- Lighting;
- Telecommunications;
- Annex installations;
- Toll Plaza;

- Guardas de segurança;
- Vedações;
- Dez obras de arte – passagens superiores e inferiores:
 - Uma passagem inferior de estrada nacional (PI3);
 - Duas passagens superiores de nós (PS4 e PS5);
 - Uma passagem inferior de caminho rural (PI7);
 - Três passagens superiores de arruamentos (PS2, PS3 e PS4);
 - Três passagens inferiores de estradas municipais (PI5, PI1 e PI6);
- Dois túneis paralelos (travessia de Carenque).
- Safety rails;
- Fences;
- 10 overpasses and underpasses:
 - Underpass on national highway (PI3);
 - Two overpasses at interchanges (PS4 and PS5);
 - One underpass on rural route (PI7);
 - Three overpasses (PS2, PS3 and PS4);
 - Three underpasses on municipal roads (PI5, PI1 and PI6);
- Two parallel tunnels (Carenque crossing).



Vista lado norte
View of north side

GEOLOGIA DA ÁREA DAS OBRAS

O traçado desenvolve-se ao longo da região caracterizada pela ocorrência quase exclusiva de formações mesozóicas, cretácicas, localmente recobertas por depósitos alúvio-coluvionares e de onde em onde interrompidas por materiais vulcânicos.

Os depósitos alúvio-coluvionares que constituem o enchimento do leito de cheia das linhas de água mais representativas envolvidas no traçado são de composição argilo-siltosa predominante e apresentam, em geral, deficiente comportamento geotécnico.

No sopé dos relevos mais significativos, como acontece nomeadamente nas encostas que margina a ribeira de Carenque, são encontrados depósitos de vertente provenientes de desmantelamento das formações ocorrentes a montante. São materiais de constituição muito heterogénea, com predomínio da fracção fina, argilas e siltes, que tendem a associar deficientes características geomecânicas.

As formações cretácicas que constituem a quase totalidade dos materiais interessados pelo sublanço apresentam constituição litológica muito diversificada, incluindo materiais com comportamento terroso, areias, siltes e argilas e materiais de comportamento francamente rochoso, calcários margosos e grés. A diversidade litológica dos terrenos cretácicos assume igualmente acentuada heterogeneidade de comportamento geotécnico.

Especificamente nos túneis, o material atravessado consiste em formação calcário-margosa, com uma ampla gama de variações, que vão desde calcário compacto até margas brandas.

Existem ao longo do traçado seis falhas principais e quatro conjuntos de descontinuidades com direcções variáveis.

Os estudos geológicos e geotécnicos da documentação do concurso indicavam para as diversas camadas de calcário e marga uma resistência média à compressão uniaxial de 27 MPa. Contudo, os ensaios efectuados durante a execução da obra levaram a concluir por uma resistência média de 49 MPa, isto é, 75 % superior à inicialmente prevista.

SITE GEOLOGY

The route runs through a region characterized by the occurrence of Mesozoic and Cretaceous formations covered by alluvial-coluvial deposits, occasionally interrupted by volcanic materials.

The alluvial-coluvial deposits that filled the most important waterways on the route of the beltway are composed of silt-clay material and exhibit poor geotechnical behaviour.

At the bottom of the most significant elevations, deposits from the existing upstream material can be found on the slopes that surround the Carenque stream. These materials are very heterogeneous, composed of fine clay and silt materials with poor geomechanical characteristics.

The Cretaceous formations that occur in this section exhibit heterogeneous lithology and include soil materials like silts and clays, rock materials, and grey marly limestone. Due to this heterogeneous lithologic diversity, the limestone materials exhibit different geotechnical behaviour.

In the tunnels the materials are composed of limestone loams with a wide range of variations, from stiff limestone to soft loams.

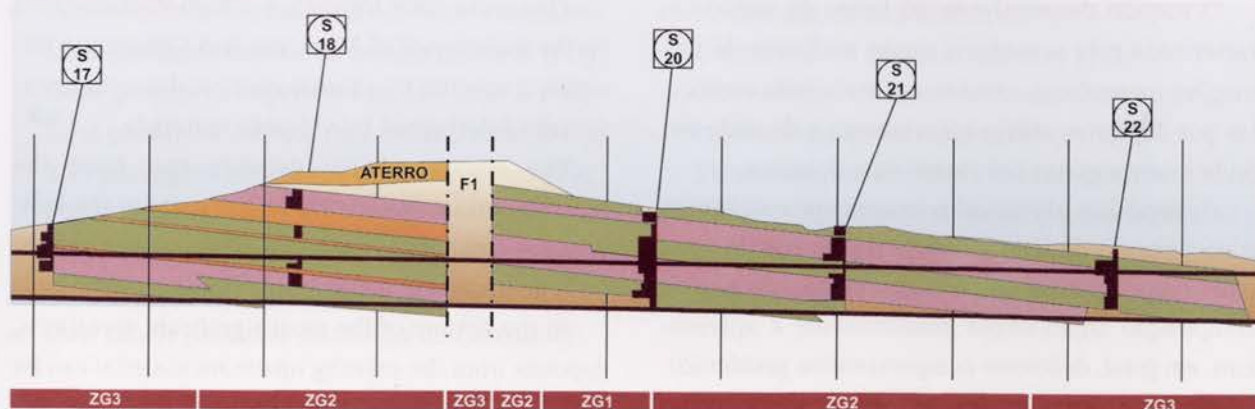
There are six principal fault lines and four sets of discontinuities with variable directions along the route of the beltway.

Geological and geotechnical studies for the tender showed several lime and loam layers with an average uniaxial strength of 27 MPa. However the tests performed during construction have shown an average strength of 49 MPa, i.e. 75% higher than the initial value.

CARENQUE TUNNELS

These tunnels are unique due to their large size, low portals, and the very careful construction method used to avoid damages to the massif structure and to the ichnofossils which were adequately preserved and are considered national monuments.

PERFIL LONGITUDINAL (SENTIDO QUELUZ – BELAS)



ZONAMENTO GEOTÉCNICO

ZONA	ROCHA	ALTER/FRACT	RQD %	V_L (km/s)	RCU Mpa	E Gpa	PERMEABILIDADE
ZG3	ARGILA MARGOSA MARGA ARGILOSA MARGA MUITO FRACTURADA CALCÁREO MARGOSO MUITO FRACTURADO	W4-5 F4-5	< 20	< 1	< 10	< 1	PEQUENA
ZG2	CALCÁREO MARGOSO CALCÁREO GRESOSO E CALCÁREO COMPACTO MUITO FRACTURADO	W3-4 F3-4	< 40	1-2	10 30	1-1D	MÉDIA
ZG1	CALCÁREO COMPACTO CALCÁREO GRESOSO	W2-3 F2-3	> 40	> 2	> 25	> 10	ELEVADA

TÚNEIS DE CARENQUE

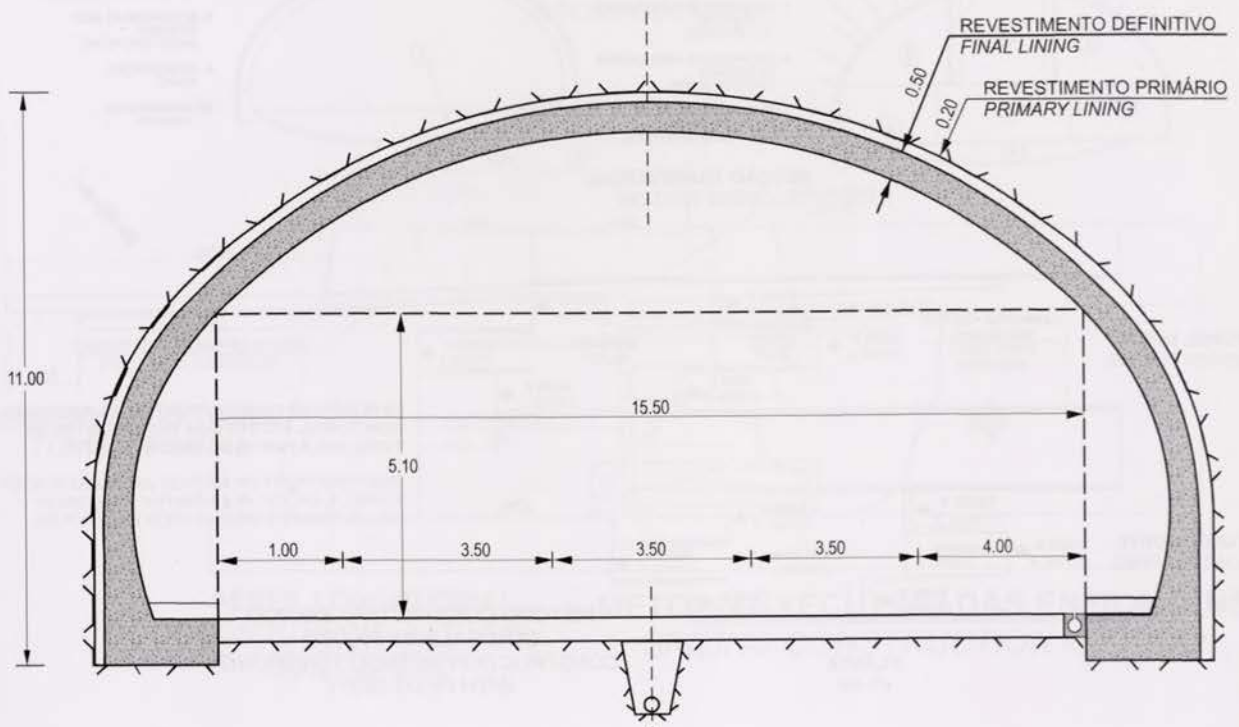
Estes túneis destacam-se pelas suas grandes dimensões, pequena cobertura nos emboques e imposição de método construtivo extremamente cuidadoso para evitar qualquer abalo na estrutura do maciço e, conseqüentemente, dano aos icnofósseis, devidamente preservados e classificados como monumento nacional.

No que se refere à plataforma rodoviária dentro do túnel, ela difere da plataforma a céu aberto, comportando três faixas de rodagem de 3,5 m cada, uma faixa direita de emergência com 4 m, uma berma esquerda com 1 m e dois passeios com 1 m.

The road platform inside the tunnel is different from the outside platform, and is composed of three lanes, each 3.5m in width, a right emergency lane 4m in length, a 1m left shoulder and two 1m sidewalks.

DIMENSÕES E QUANTIDADES ■ SIZES AND QUANTITIES

Comprimento (escavação) / Length (excavation)	285 m
Secção transversal (escavação) / Cross section (excavation)	171 m ²
Largura na base (escavação) / Width (excavation)	20 m
Altura (escavação) / Height (excavation)	11 m
Pilar central entre os dois túneis / Central Pier between the two tunnels	8 m
Cobertura mínima / Minimum Covering	2 m
Cobertura máxima / Maximum Covering	22 m
Revestimento primário - betão projectado / Primary lining - shotcrete	0,2 m
Revestimento definitivo - betão moldado / Definitive lining - pre-cast concrete	0,5 m
Escavação a céu aberto / Open excavation	190 000 m ³
Escavação subterrânea / Underground excavation	100 000 m ³
Betão projectado / Shotcrete	3 600 m ³
Betão moldado / Pre-cast concrete	12 500 m ³
Cambotas de aço / Steel ribs	670 t
Enfilagens injectadas / Grouted metal plates (Ø 100 mm, l = 12 m) / (Ø 100mm, l = 12m)	6 700 m
Pregagens / Rock bolts	25 500 m
(Swellex 4,5/5,5 m) / (Swellex 4,5/5,5m)	
Malha de aço / Steel Mesh	18 000 m ²



Métodos construtivos

O método construtivo utilizado foi o NATM, com escavação por meio de fresadora, pois foi vedado o emprego de explosivos para não abalar a estrutura do maciço. A escavação foi executada em duas frentes simultâneas, utilizando duas fresadoras de 85 t cada, além de martelos hidráulicos pesados de 1500 kg.

Devido à grande diferença de cobertura nos emboques, foram adoptados dois tipos de parcialização da secção transversal.

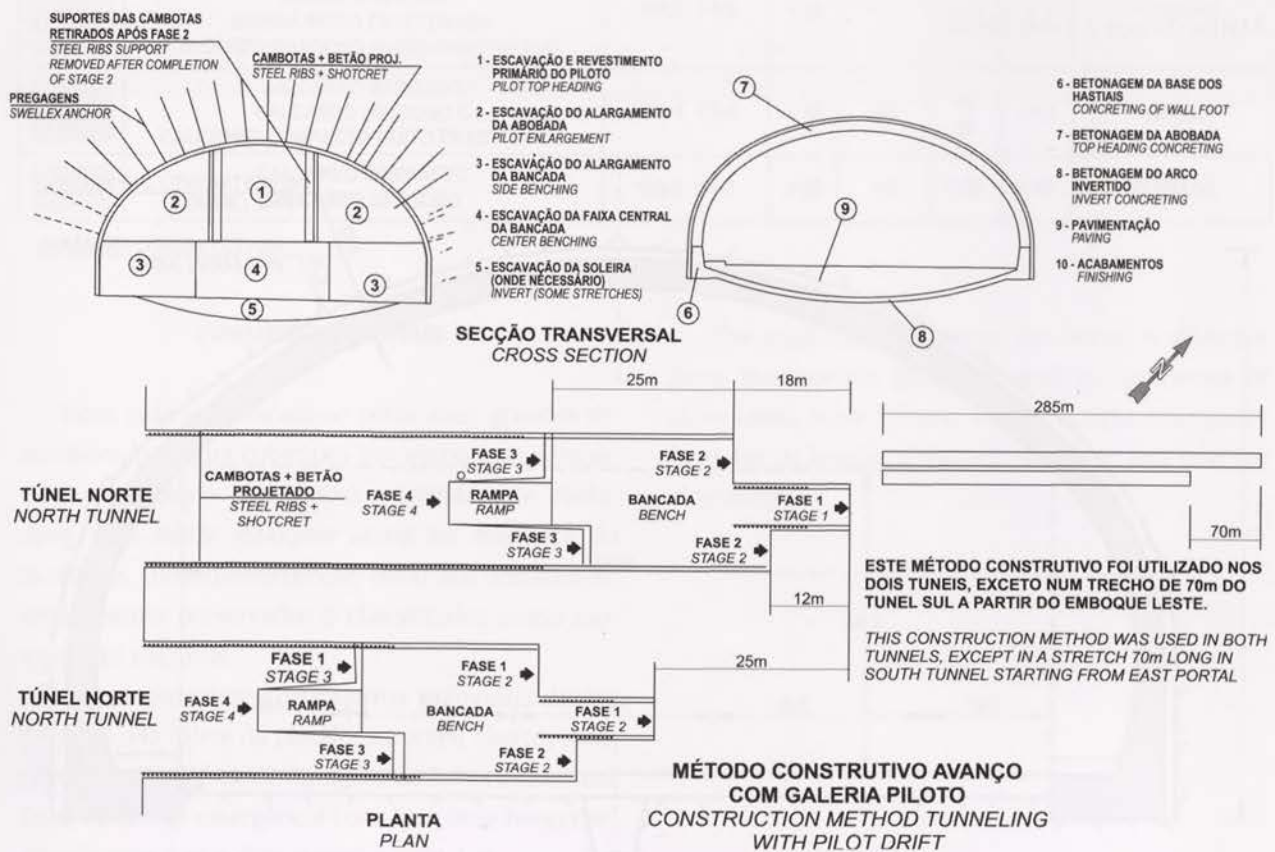
No túnel sul, onde a cobertura do emboque leste é de apenas 2 m, o avanço foi feito mediante duas galerias laterais até 70 m de distância, ultrapassando assim a faixa das pegadas dos dinossauros. O túnel norte em ambos os emboques e o túnel sul a partir do emboque oeste foram avançados mediante uma galeria-piloto no topo da abóbada.

Construction methods

The NATM construction method was adopted, using a shield, as the use of explosives was prohibited to avoid damaging the massif structure. Blasting was carried out in two simultaneous places, with the use of two 85t shields, and heavy hydraulic hammers weighing 1500kg.

Due to the differences between the roofs in the portals, two different types of transverse sections were adopted.

In the south tunnel, where the roof of the east portal is only 2m, the advance was done using two galleries with 70m in distance to go around the dinosaur tracks (ichnofossils). The north tunnel in both portals and the south tunnel from the west portal were advanced by a pilot gallery in the top of the vault.



ESTE MÉTODO CONSTRUTIVO FOI UTILIZADO NOS DOIS TUNEIS, EXCETO NUM TRECHO DE 70m DO TUNEL SUL A PARTIR DO EMBOQUE LESTE.

THIS CONSTRUCTION METHOD WAS USED IN BOTH TUNNELS, EXCEPT IN A STRETCH 70m LONG IN SOUTH TUNNEL STARTING FROM EAST PORTAL.

Escavação e suporte primário

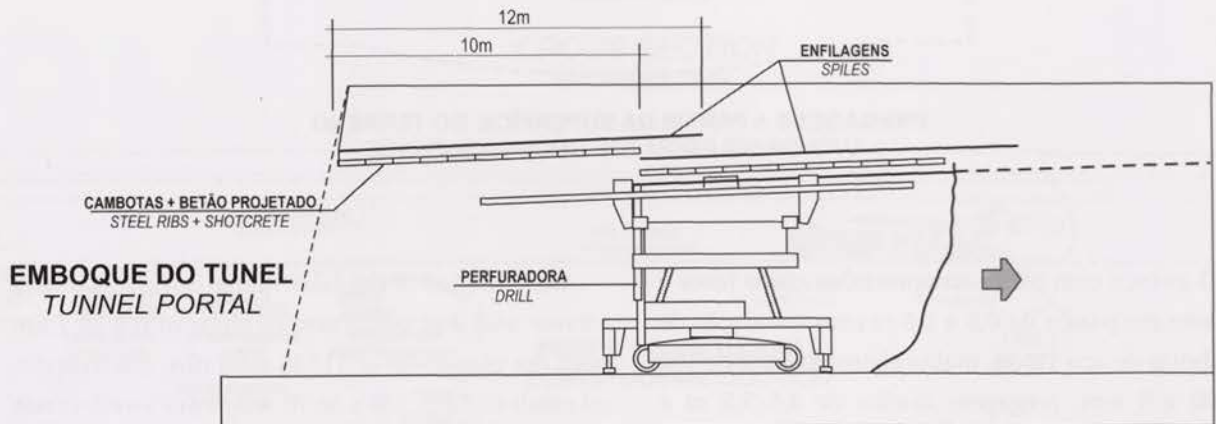
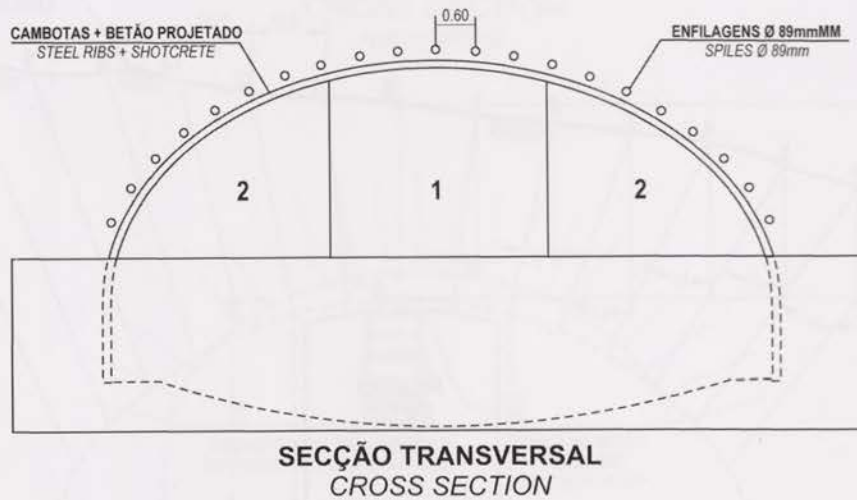
Antes do início da escavação subterrânea, foi feita a preparação cuidadosa da superfície do terreno nos emboques, consistindo em:

- Regularização dos taludes dos emboques;
- Aplicação de uma camada de betão projetado de 10 cm de espessura, com malha de aço;
- Execução de enfilagens no contorno das abóbadas dos túneis (\varnothing 100 mm, $l = 12$ m);

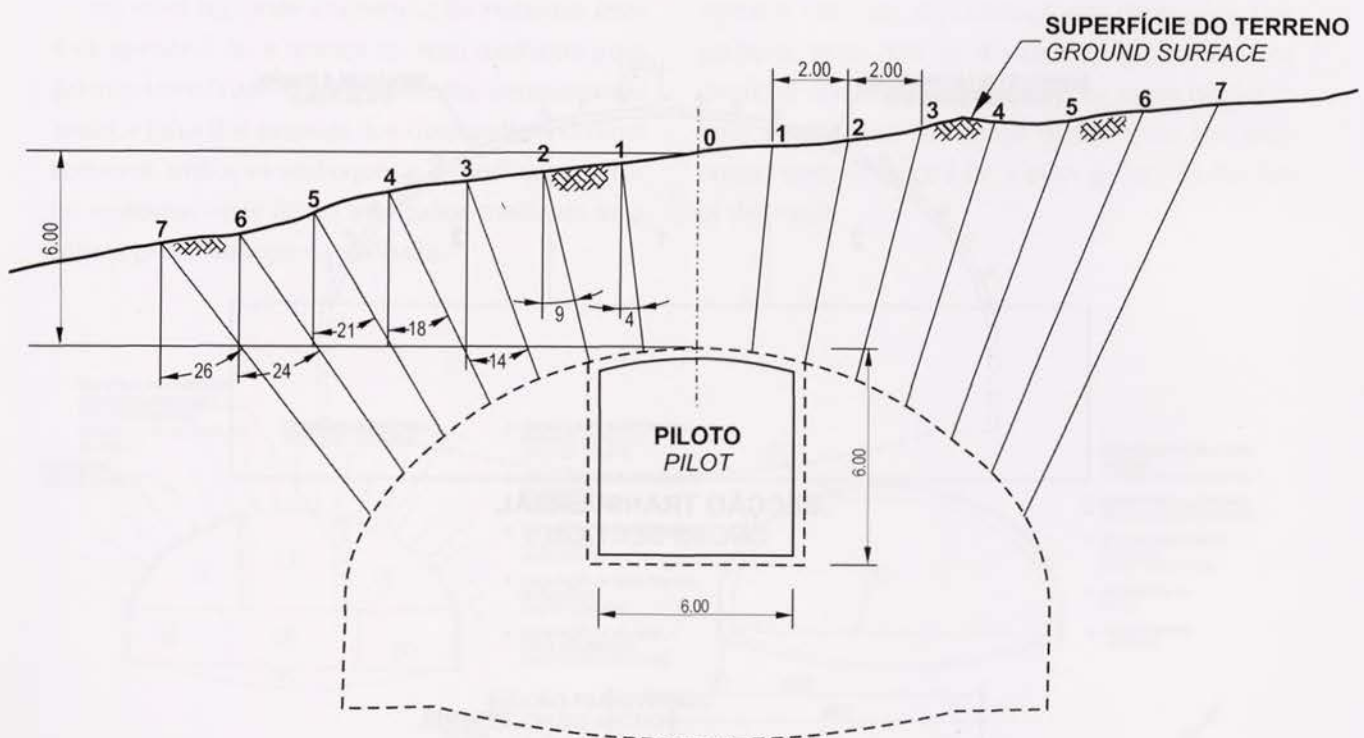
Excavation and primary lining

Before the beginning of underground excavation, a careful surface preparation in both portals, was carried out by:

- Application of a 10cm thick shotcrete layer with steel mesh;
- Execution of metal plates in the neighbouring of tunnel vaults (\varnothing 100mm, $l = 12$ m);



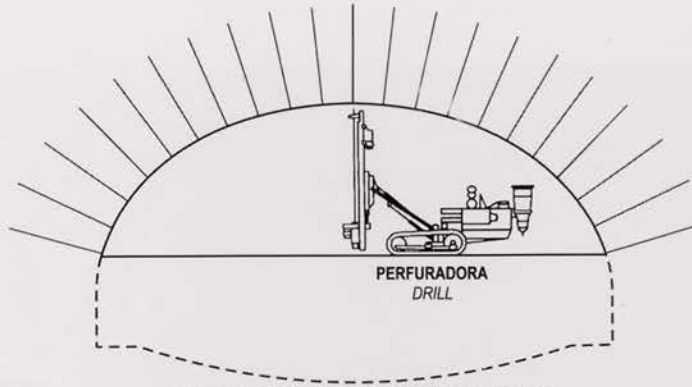
- Execução de três linhas de pregagem no contorno das abóbadas dos túneis (\varnothing 32 mm, $l = 6$ m);
- Reforço em betão projectado ($e = 10$ cm + malha de aço) no contorno dos emboques;
- Execução de túnel falso nos emboques com cambotas de aço e betão moldado;
- Pregagens executadas a partir da superfície do terreno para estabilização da camada de cobertura do emboque leste do túnel sul (\varnothing 25 mm x $l = 2$ a 11 m).
- Execution of three bolt lines around the tunnel vaults (\varnothing 32mm, $l = 6$ m);
- Reinforcement with shotcrete ($e = 10$ cm + steel mesh) around the portals;
- Construction of a false tunnel with steel ribs and pre-cast concrete;
- Rock bolts inserted from the ground to stabilize the east portal roof layer of the south tunnel (\varnothing 25mm x $l = 2$ a 11m).



PREGAGENS A PARTIR DA SUPERFÍCIE DO TERRENO
ANCHORING FROM THE GROUND SURFACE

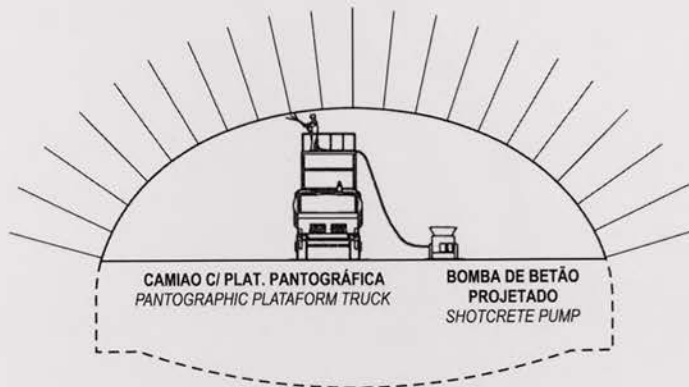
O avanço com piloto compreendeu cinco fases e foi feito em passos de 0,8 a 1,6 m com instalação de cambotas de aço TH 36, malha eletrossoldada de 100 x 100 x 5 mm, pregagem *swellex* de 4,5/5,5 m e betão projectado de 20 cm de espessura.

Construction of the false tunnel advanced in five phases and was performed in steps of 0.8 to 1.6m with the placement of TH 36 steel ribs, electrowelded mesh of 100 x 100 x 5mm, 4.5/5.5m Swellex rock bolts and 20cm thick shotcrete.



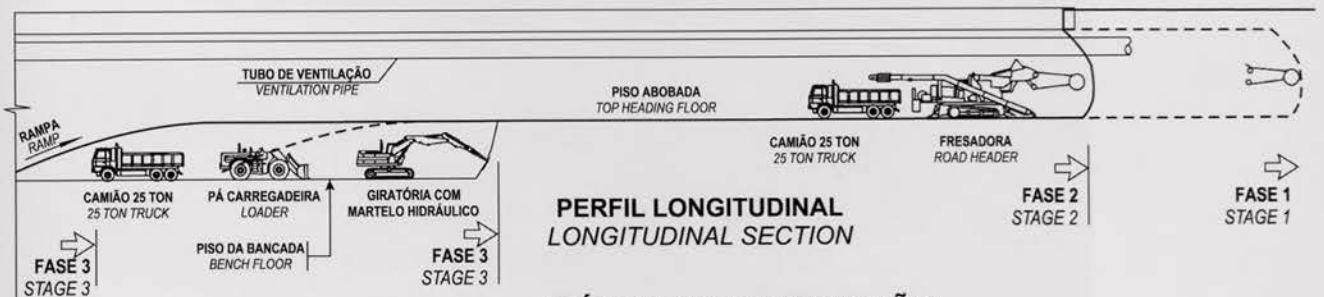
SECÇÃO TRANSVERSAL
APLICAÇÃO DE PREGAGENS

CROSS SECTION
ANCHORING



SECÇÃO TRANSVERSAL
GUNITAGEM

CROSS SECTION
SHOTCRETING



PERFIL LONGITUDINAL
LONGITUDINAL SECTION

MÉTODO DE ESCAVAÇÃO
EXCAVATION METHOD





TÚNEL FALSO DO EMBOQUE

1. Piloto com 6 x 6 m, 36 m² de secção;
2. Alargamentos laterais, com 56 m² de área para completar a abóbada de 91 m²;
3. Rebaixo junto às laterais;
4. Remoção da parte central do rebaixo;
5. Escavação da soleira.

A secção total do rebaixo (fases 3, 4 e 5) é de 80 m².

As fases 1 e 2 foram executadas simultaneamente, com defasamento de 12 a 18 m entre o piloto e as laterais, utilizando uma fresadora. Foi também mantido um defasamento mínimo de 25 m entre os pilotos dos dois túneis.

O rebaixo (fases 3, 4 e 5) foi escavado por meio de martelo hidráulico montado em escavadora hidráulica, e eventualmente foi utilizada a fresadora, quando disponível.

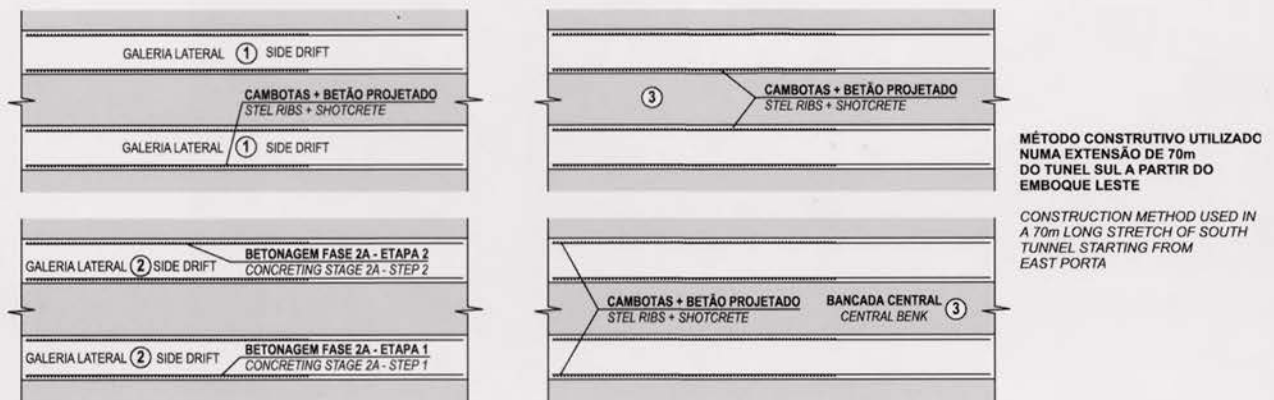
FALSE PORTAL

1. Pilot with a cross-section of 6 x 6m, 36m²;
2. Lateral widening, with an area of 56m² to complete the 91m² vault;
3. Lowering sides;
4. Removal of the central part of levelled area;
5. Excavation of the sill.

The total levelled section (phases 3, 4 and 5) is 80m².

Phases 1 and 2 were executed simultaneously, with a phasing differential of 12 to 18m between the pilot and lateral sides, using a shield. In addition, a minimum phasing differential of 25m between the pilot of the two tunnels was maintained.

The lowering (phases 3, 4 and 5) was executed with a hydraulic hammer placed in a hydraulic excavator, and the shield was used when available.



TÚNEL SUL
SOUTH TUNNEL - PLAN

MÉTODO CONSTRUTIVO AVANÇO
COM GALERIAS LATERAIS
CONSTRUCTION METHOD TUNNELING
WITH SIDE DRIFTS

MÉTODO CONSTRUTIVO UTILIZADO
NUMA EXTENSÃO DE 70m
DO TUNEL SUL A PARTIR DO
EMBOQUE LESTE

CONSTRUCTION METHOD USED IN
A 70m LONG STRETCH OF SOUTH
TUNNEL STARTING FROM
EAST PORTA



Fresadora Paurat, em trabalho de preparação do emboque sul
Paurat shield, preparing south portal

Foram utilizados os seguintes equipamentos no período de pico da escavação:

- Uma fresadora *Alpine Westfalia*;
- Uma fresadora *Paurat*;
- Cinco camiões basculantes de 14 m³;
- Duas pás carregadoras *CAT 96*;
- Dois camiões-plataforma pantográfica;
- Quatro perfuradoras manuais com avanço;
- Duas escavadoras hidráulicas *Komatsu PC-240* com martelo hidráulico;
- Três retroescavadoras *Cat 428* com martelo hidráulico;
- Um jumbo hidráulico *Tamrock Minimatic* de um braço;
- Duas bombas de betão projectado *ALIVA 252*.

The following equipment was used during the peak of excavation;

- One *Alpine Westfalia* shield;
- One *Paurat* shield;
- Five hydraulic trucks of 14m³;
- Two *CAT 96* frontloaders;
- Two pantographic platform lorries;
- Four manual drills with advance;
- Two *Komatsu PC-240* hydraulic excavators with hydraulic hammer;
- Three *Cat 428* backhoes with hydraulic hammer;
- One *Tamrock Minimatic* hydraulic shield with arm;
- Two *ALIVA 252* pumps for shotcrete.

Além destes equipamentos, foram instalados:

- Uma central de ar comprimido de 1500 pcm e conduta de aço de 100 mm;
- Instalação de água industrial, com poço de captação e bomba, tanque para 50 m³ e conduta de água de 75 mm;
- Dois transformadores e rede de média tensão para as fresadoras;
- Um transformador e rede de baixa tensão para outros equipamentos e iluminação;
- Sistema de ventilação (Ø 1200 mm, 1500 m³/min.).

Revestimento primário

O revestimento primário foi executado *pari passu* com a escavação, compreendendo os seguintes serviços:

- Pregagens *Swellex* de $l = 4,5/5,5$ m;
- Malha electrossoldada de 100 x 100 x 5 mm;
- Cambotas metálicas *TH 36*, colocadas a cada 0,8 m;
- Betão projectado via seca, com 20 cm de espessura.

Also the following facilities were installed:

- A 1500 pcm compressed air plant and a 100mm steel pipeline;
- Industrial water facility, with intake and pump well, tank capacity of 50m³ and 75mm water pipe;
- Two transformers and medium tension system for shields;
- One transformer and a low tension system for other equipment and lighting;
- Ventilation system (Ø 1200mm, 1500m³/min.).

Primary lining

The primary lining was constructed simultaneously with the excavation, and included the following:

- Swellex rock bolts with $l = 4,5/5,5$ m;
- Electrowelded mesh – 100 x 100 x 5mm;
- TH 36 Steel ribs, placed 0,8m apart;
- Shotcrete, dry method, with 20cm thickness.



Interior do túnel sul, execução da parte inferior do revestimento da secção escavada
Interior of south tunnel, construction of lower lining for excavated section

Revestimento final

As actividades de betonagem do revestimento final de betão armado foram totalmente desvinculadas das do revestimento primário, visando evitar interferências e consequente perda de produtividade.

Foi feita uma excepção nos 10 m do túnel sul a partir do emboque leste, onde foi feito o revestimento final, logo após a conclusão de cada trecho de 6 m do revestimento primário, por motivos de segurança.

A betonagem foi executada em três etapas: base dos hasteais e hasteais, abóbada e arco invertido (nos emboques). Foram utilizados dois conjuntos de cofragem com 6 m de comprimento útil cada, deslocáveis por meio de roletes fixados na estrutura correndo sobre carris.

A manta de drenagem entre os revestimentos primário e o final foi instalado sempre à frente da cofragem, por meio de carros construídos especialmente para esse fim.

Após a conclusão da betonagem e cura do betão foram executadas as injeções de contacto no topo da abóbada.

Instrumentação

A instrumentação é uma parte relevante nas escavações subterrâneas pelo NATM. Nos túneis de Carenque, a monitorização foi feita através das seguintes instalações:

- Dezasseis extensómetros múltiplos;
- Vinte e oito marcos de superfície;
- Quatro inclinómetros;
- Quatro indicadores de nível de água;
- Vinte e oito sistemas de medição de convergência.

A tabela seguinte mostra os valores máximos previstos no projecto e os observados durante a execução dos túneis.

Foram tomadas medidas preventivas quando o valor observado se aproximava do valor máximo do projecto, como no caso da secção n.º 7 do túnel norte (a 65 m do emboque oeste).

Final lining

The concrete batching plant for final lining concrete was separate from the plant making the primary lining in order to avoid interferences and consequential losses of productivity.

An exception was the first 10m of the south tunnel from the east portal, where the final lining was placed subsequently after the placement of each 6m length of primary lining, due to safety reasons.

The concreting was executed in three stages: base of side walls, vault and inverted arch. Two sets of coverage, 6m long, displaced by rollers, fixed in one structure running over rails were used.

The drainage blanket between the primary lining and the final lining was installed in front of the coverage, using specially built cars for these purposes.

After the concreting and curing of the concrete, the contact grouting was done from the top of the vault.

Monitoring

Monitoring is a very important part of the underground excavations performed by NATM. For the Carenque tunnels, the following instruments were installed for monitoring:

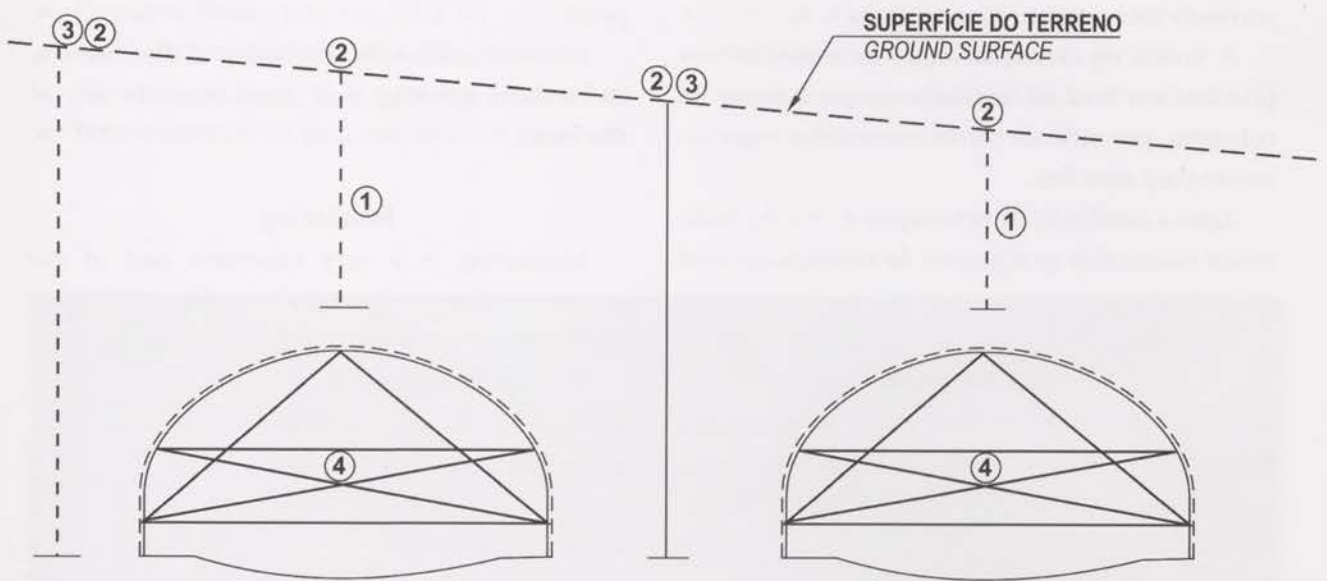
- Sixteen multiple extensometers;
- Twenty-eight bench marks;
- Four inclinometers;
- Four water levels;
- Twenty-eight systems for convergence measurements.

The following table shows the maximum values predicted in the design and observed during the construction of the tunnels.

Countermeasures were taken when the observed value was reaching the maximum design value, as in the case of section n.º 7 of the north tunnel (65m of west portal).

A geologic fault in this section had produced a settlement of 13mm. Before reaching the maximum predicted value of 18mm, reinforcement with rock

SISTEMA SYSTEM	UNIDADE UNIT	MÁXIMO PREVISTO PREDICTED VALUES	OBSERVADO OBSERVED VALUES
Extensómetros múltiplos / Multiple extensometers	mm	20	28
Marcos de superfície / Bench marks	mm	18	22
Inclinómetros / Inclinometers	mm	-	10
Indicador de nível de água / Water level	m	10	-
Convergência / Convergences	mm	10	12



- ② MARCO DE SUPERFÍCIE
SURFACE BENCH MARKS
- ③ INCLINÓMETRO E INDICADOR DE NÍVEL D'AGUA
SLOPE AND WATER LEVEL INDICATOR
- ④ CONVERGÊNCIA
CONVERGENCY

SISTEMAS DE MONITORAMENTO
MONITORING SYSTEMS

Uma falha geológica nessa secção produziu um assentamento de 13 mm. Antes de ser atingido o valor máximo previsto, de 18 mm, foi feito um reforço com pregagens e camada adicional de malha de aço e betão projectado, estabilizando a movimentação do maciço.

O acompanhamento e controlo da produção foi feito segundo o diagrama tempo x caminho.

bolts was performed and an additional steel and shotcrete layer was used to stabilize the massif movement.

The survey and the production control were performed according to the time x path diagram.

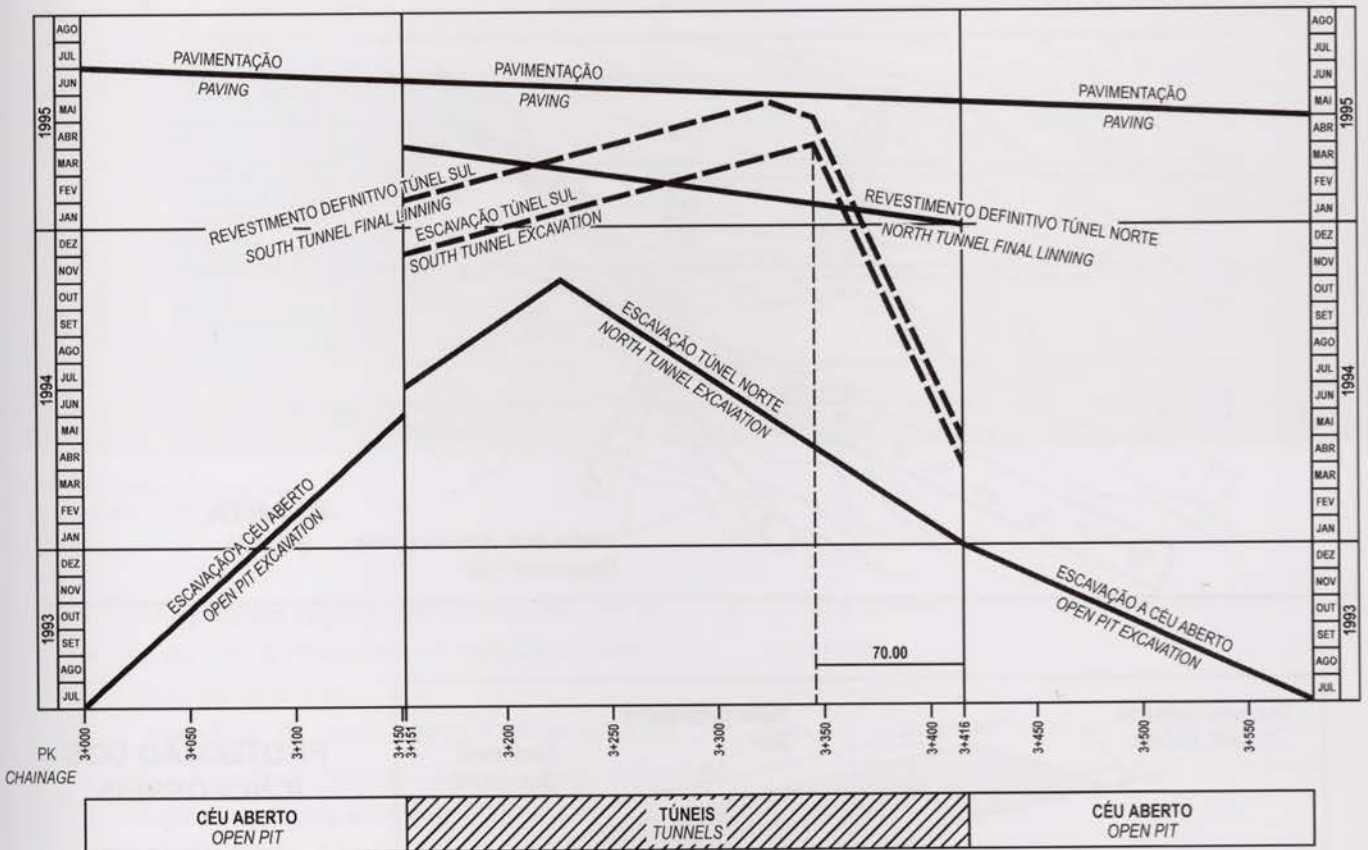


DIAGRAMA TEMPO / CAMINHO
TIME / PATH DIAGRAM

Preservação dos icnofósseis

A preservação dos icnofósseis (pegadas de dinossauros) teve papel preponderante no projecto e no método construtivo dos túneis.

Além dos cuidados quanto aos métodos construtivos, foram desenvolvidas as seguintes actividades específicas de preservação:

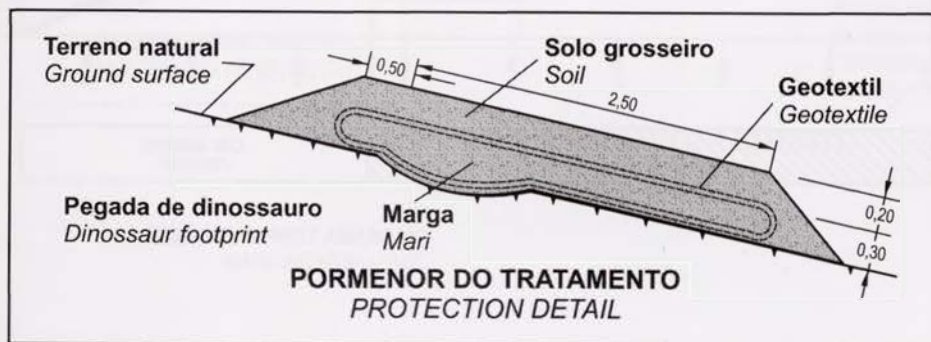
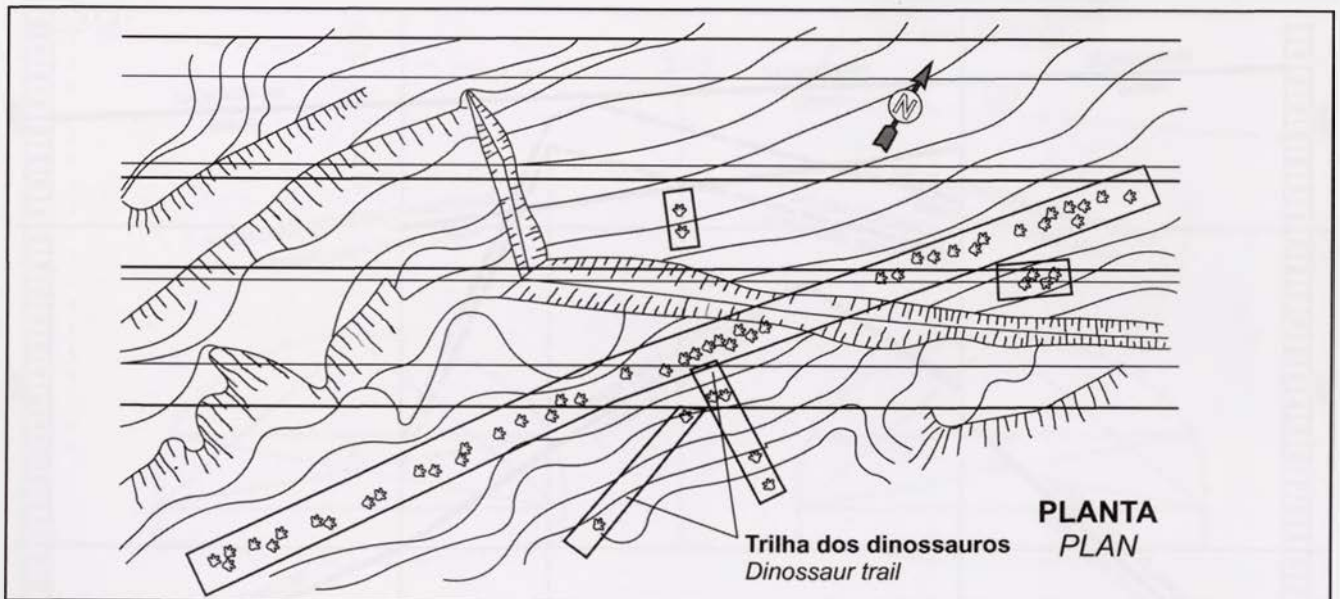
- Limpeza cuidadosa da superfície da rocha, com o emprego de equipamentos leves, de pneus, ferramentas manuais, vassouras, pincéis e ar comprimido;
- Identificação e cadastro das pegadas executados pelos técnicos do Museu Nacional de História Natural, da Universidade de Lisboa, sob a direcção do Prof. Doutor Galopim de Carvalho.

Preservation of ichnofossils

The preservation of dinosaur tracks (ichnofossils) has played a very important role in the design and construction methods of the tunnels.

The following actions were taken to preserve ichnofossils:

- Careful cleaning of the rock surface with light equipment, tires, manual tools, brooms, brushes and an air compressor;
- Identification and survey of the dinosaur tracks performed by technicians from the National Natural History Museum of Lisbon University, under the supervision of Prof. Doctor Galopim de Carvalho.



PROTECÇÃO DOS ICNOFÓSSEIS

ICNOFOSSILS PROTECTION



Moldagem das pegadas
Making casts of ichnofossils

- Moldagem das pegadas dos dinossauros, em troços de 5 m de comprimento, compreendendo:
 - Pintura com látex;
 - Armadura de gaze sobre a pintura, nova pintura de látex, nova armadura de gaze, até se atingir a espessura de 5 mm;
 - Remoção dos moldes;
 - Protecção dos trilhos mediante a aplicação de manta de geotêxtil com 4,2 m de largura, camada de marga de 30 cm de espessura sobre o geotêxtil e finalmente uma camada de terra.
- Making casts of ichnofossils in 5m-long sections including:
 - Latex paint;
 - Gauze reinforcement on latex paint, new latex paint, new gauze reinforcement, to a thickness of 5mm;
 - Removal of casts;
 - Protection of the tracks with the application of a geotextile blanket, 4.2m in width, 30cm thick layer of loams above the geotextile and finally a soil layer.



Vista lado norte, transição das galerias dos túneis com as pistas rodoviárias
View of north side, transition from tunnel galleries to roads

Instalação do estaleiro**Centrais de produção - Equipamento**

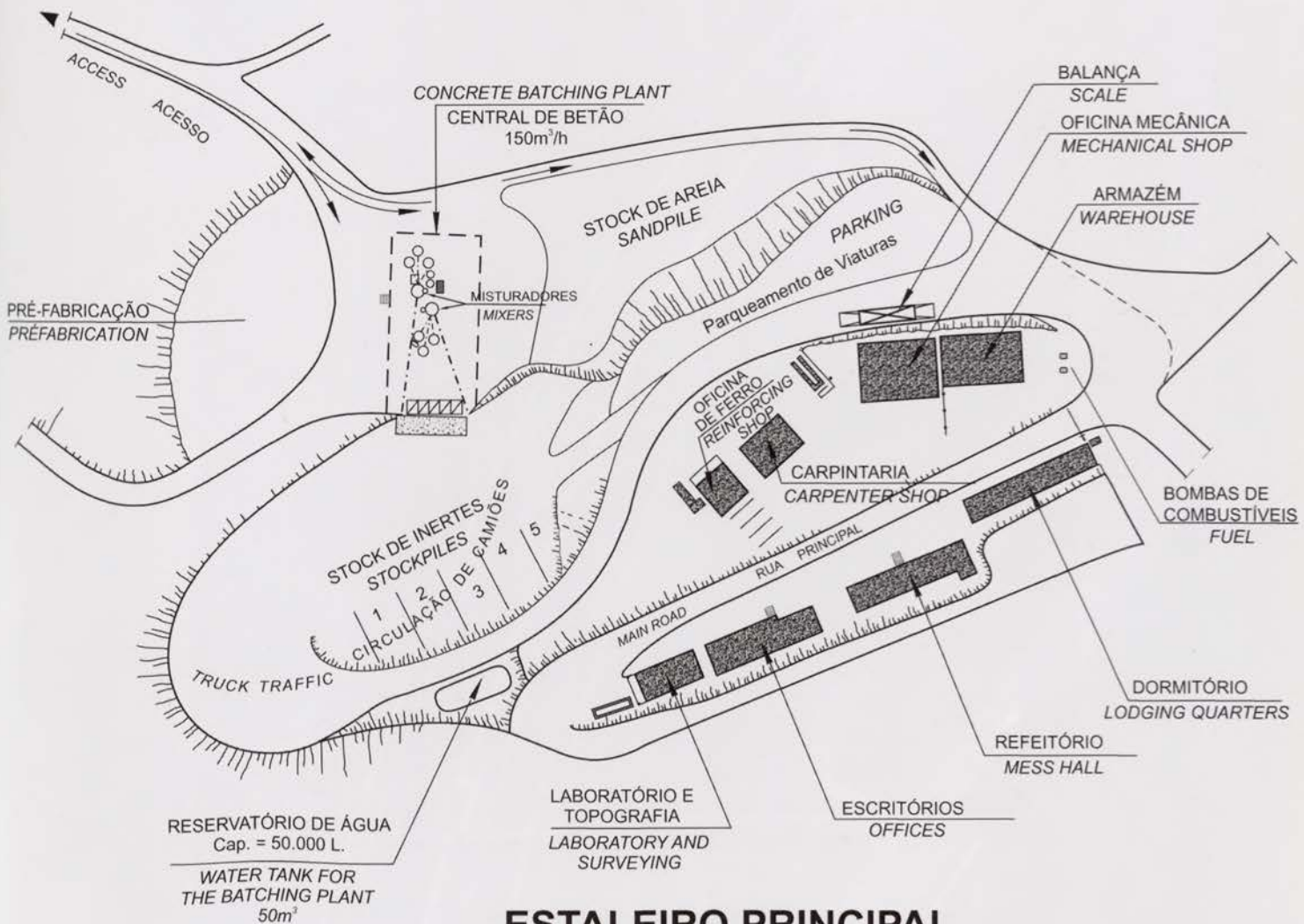
Devido às características da obra, um túnel integrado num troço de estrada, o estaleiro foi subdividido em:

- Instalações gerais, localizadas estrategicamente, de forma a atender tanto ao túnel como à estrada, constituídas de diversas estruturas de serviços técnicos e administrativos;
- Instalações específicas, localizadas junto dos emboques.

Site installation**Production stations - Equipment**

Due to the characteristics of the work, a tunnel integrated in the construction of a highway, the site was divided into:

- General facilities to support the construction of the tunnel and the highway, composed of several technical and administration services;
- Specific installations near the portals.



ESTALEIRO PRINCIPAL
MAIN JOBSITE INSTALLATIONS





Estradas **Portuguesas**

The Portuguese road system

O Plano Rodoviário Nacional, implementado em Portugal a partir da década de 90, proporcionou uma significativa reformulação e modernização da malha rodoviária portuguesa. A título apenas exemplificativo, podemos citar as estradas Lisboa-Porto-Valença-Espanha Norte, Lisboa-Algarve-Espanha Sul, Lisboa-Évora-Espanha Centro, Porto-Amarante-Bragança, Alcanena-Abrantes-Mouriscas e tantas outras já construídas.

Além disto, em pontos vitais, está em construção um grande número de estradas concessionadas, o que irá dotar Portugal de uma respeitável malha rodoviária, servindo praticamente a todas as regiões do país.

O programa, desenvolvido em grande escala, contempla obras que vão desde a construção de acessos, alargamentos, modificações estruturais de obras de arte, repavimentação, drenagem e muros de suporte, até a execução de modernas auto-estradas, com o emprego de soluções técnicas inovadoras.

Dentro deste contexto, vale destacar a participação activa da Bento Pedroso Construções, empresa

The National Road Plan, implemented in Portugal in the 90s, has significantly reformulated and modernized the Portuguese Highway system. This includes the construction of the Lisbon-Porto-Valença-Northern Spain, Lisbon-Algarve-Southern Spain, Lisbon-Évora-Central Spain, Porto-Amarante-Bragança, Alcanena-Abrantes-Mouriscas highways, as well as other routes.

Additionally, a wide range of toll-highways is under construction at some strategic points, providing Portugal with a respectable highway system that reaches practically all parts of the country.

Developed on a large scale, the program includes projects from ranging the construction of access ramps, widening roads, structural modifications of underpasses and viaducts, repaving and drainage of support walls, to the construction of modern free-ways, using innovative technical solutions.

The active participation of Bento Pedroso Construções (BPC) in these projects is worthy of note.



Lanço Almade-Fogueteiro da A 2
Almade-Fogueteiro stretch of A 2

da Organização Odebrecht, neste programa, com um grande elenco de obras rodoviárias realizadas, nomeadamente:

- Sublanço Fátima-Leiria da A 1, auto-estrada no Norte;
- Lanço Guarda-Vilar Formoso do Itinerário Principal IP 5;
- Acessos à Ponte do Guadiana;
- Variante à E.N. 1 entre Coimbra e Sargento-Mor, IC 2;
- Alargamento do lanço Almada-Fogueteiro da A 2, auto-estrada do Sul;
- Alargamento do lanço Lisboa-Estádio Nacional, da A 5, auto-estrada da Costa do Estoril;
- Sublanço Leiria-Pombal da A 1, auto-estrada do Norte;
- Sublanço Palmela-Marateca da A 2, auto-estrada do Sul;
- Sublanço Penafiel-Amarante da A 4;
- Lanço Alto do Duque-Nó da Buraca, da Circular Interna de Lisboa – CRIL;
- Lanço Torres Vedras-Bombarraldo, do IC 1;
- Sublanços Marateca-Vendas Novas-Montemor-o-Novo-Évora-Estremoz, da A 6;
- Sublanço Castro Verde-Almodóvar, incluindo os viadutos de Escobeira e o do Barranco dos Brejões, da A 2 – auto-estrada do Sul.



*Lanço Alto do Duque-Nó da Buraca da CRIL – troço sobre a A 5
Alto do Duque-Buraca Interchange stretch of CRIL – section above A 5*



*Lanço Lisboa-Estádio Nacional da A 5
Lisbon-Estádio Nacional stretch of A 5*

BPC is an Odebrecht Group subsidiary with a wide range of experience in highway projects, including:

- Fátima-Leiria sub-section on A 1 – North Freeway;
- Guarda-Vilar Formoso section of the IP 5 main highway;
- Access roads to Guadiana Bridge;
- IC 2 – alternate route to E.N. (national highway) 1 between Coimbra and Sargento-Mor;
- Widening of Almada-Fogueteiro section on A 2 – Southern Highway;
- Widening of Lisboa-Estádio Nacional section of A 5 – Costa do Estoril Highway;
- Leiria-Pombal subsection of the A 1 North Freeway;
- Palmela-Marateca subsection of the A 2 South Freeway;

Estas empreitadas foram executadas com elevado grau de dificuldades, pois os trabalhos de modernização das vias existentes, a A 2 e a A 5, foram desenvolvidos sem que houvesse restrições ao tráfego de veículos.

Em relação às obras de arte, o grande desafio centrou-se na modificação do sistema estrutural de tabuleiros, por exemplo, que inicialmente eram apoiados nos encontros, além de reforçados e passaram a ser suspensos por novos pilares executados no separador central. Na construção dos viadutos da A 2 também foi utilizado um cimbriado aéreo totalmente automatizado que permitia a betonagem de tabuleiros com largura de cerca de 18 m e o comprimento de 35 m.

Nos trabalhos de alargamento de pavimento, em alguns casos, foi mantido a mesma estrutura dos pavimentos existentes, que tinham até 50 anos de existência, acrescidos da execução de novas lajes de betão adjacentes, com espessura de 22 cm e betão tipo B4.5F, executadas sobre camada de grave-cimento. Sobre estas lajes de betão foram executadas camadas de massas betuminosas (camada de mistura betuminosa densa com espessura média de 14 cm e, sobre esta, uma camada de tape-te rugoso com 4 cm de espessura).

Na execução de pavimentos, vale destacar que na construção da CRIL foram utilizadas soluções tecnológicas inovadoras, como o lança projectado



Execução do pavimento. Troço Torres Vedras-Bombarral, do IC 1
Laying pavement. Torres Vedras-Bombarral section of IC 1



Troço Torres Vedras-Bombarral, concluída
Torres Vedras-Bombarral section, completed

- Penafiel-Amarante subsection of the A 4 Porto-Amarante Freeway;
- Alto do Duque-Buraca Interchange in the Lisbon Inner Circle (CRIL) section;
- Asphaltting of IC 1 – Torres Vedras-Bombarral;
- A 6 – Marateca-Elvas freeway: Marateca-Vendas Novas-Montemor-o-Novo-Évora-Estremoz subsections;
- Final connection to the A 2 Algarve – South Highway: Castro Verde-Almodóvar subsection, including Escobeira and Barranco dos Brejões viaducts.

These projects presented a high level of difficulty because they included the modernization of the existing A 2 and A 5 highways without obstructing passing traffic.

em BAC (betão armado contínuo), estruturado sobre camada de sub-base, com agregado de granulometria extensa e espessura de 15 cm, uma camada de base, em betão pobre com espessura de 15 cm e camadas de desgaste, em betão B4.5F com espessura de 20 cm.

Para a execução da camada em betão, foi utilizado equipamento específico, do tipo Gomaco 2500, devidamente adaptado para as condições da obra, nomeadamente no que se referiu à aplicação da armadura contínua e da execução do respectivo acabamento (ranhuragem e cura do betão). Esta mesma metodologia foi aplicada com sucesso na execução do pavimento do IC 1 - Torres Vedras-Bombarral.

Regarding the underpasses and viaducts, the greatest challenge lay in the modification of the structural system of the panels, which were initially supported by piles. In addition to being reinforced, they were suspended by new piers built on the central divide. For the construction of the A 2 viaducts, fully automated overhead formwork was also used to concrete the panels, which were close to 18m wide and 35m long.

For the widening of the lanes, in some cases the structure of the existing pavement was maintained (some of these were up to 50 years old), adding new concrete slabs, 22cm thick, with B4.5F concrete, built on a layer of deep cement. On top of



Troço Évora-Estremoz, da A 6
Évora-Estremoz section of A 6

Foi utilizada também a técnica de pavimentos semi-rígidos, na altura pouco utilizada nas estradas da malha rodoviária nacional, com a execução de base em agregado de granulometria extensa, tratado com cimento.

ACESSIBILIDADES AO PORTO

A região metropolitana do Porto evoluiu a partir de um processo de urbanização difusa, que se desenvolveu ao longo dos eixos Porto-Aveiro, Porto-Braga-Amarante e Porto-Viana do Castelo, determinando a criação de uma continuidade urbana ao longo do litoral. Este processo provocou diversos entraves no sistema de transporte, pela ausência de corredores de penetração na malha urbana destas cidades.

A criação de uma infra-estrutura de acessibilidades mediante a construção de vias estruturantes, permitiram obter-se a actual moderna malha viária, que mudou o quotidiano dos Portuenses.

Este conjunto de obras teve uma participação importante da Bento Pedroso Construções, destacando-se na construção dessas vias principais:

- Passagem Inferior a Rua do Campo Alegre, tipo túnel a céu aberto em betão armado, principal saída da cidade;
- Nó da Boavista (ligação da Avenida Boavista a via de cintura interna);
- Supressão de passagem de nível da Linha de Leixões na Rua de Recarei de Baixo;
- IC 23, via de cintura interna do Porto, 2º lanço - 1º troço Amial-A 3;
- Nó da Estrada n.º 12 com a Estrada Nacional n.º 107;
- Variantes a Santo Tirso - EN 104 e EN 105 (1ª e 2ª fases);
- IP 1, acesso norte à Ponte do Freixo;
- IC 1, Freixieiro-Perafita e IC 24-Perafita-EN 107;
- IC 23, ligação entre o Nó do Areinho e a Avenida da República, em Gaia;
- IC 23, Nó da Barrosa-Estação de Devesas;
- IC 29, via rápida de Gondomar.

these concrete slabs, layers of bituminous asphalt mass were laid (layers of thick asphalt, with average thickness of 14cm and, on top of this layer, a rough cover, 4cm thick).

For the paving, it is important to highlight that when building the CRIL, innovative technological solutions were employed such as the section in continuous reinforced concrete, structured on a sub-base layer with an aggregate of extensive granulometry, 15cm thick, a base layer of poor cement, 15cm thick, and weathering layers in B4.5F cement, 20cm thick.

For the cement layer, a Gomaco 2500 paving machine was used, duly adapted to the project's specifications, namely in the application of the continuous reinforcement and the respective finishing (scraping and cement curing). This same methodology was successfully applied during the paving of IC 1 - Torres Vedras-Bombarral.

Additionally, the semi-rigid pavement technique was applied at a height rarely used on the roads of the national highway system, using an aggregate base with extensive granulometry, mixed with cement.

ACCESSES TO PORTO

The Porto metropolitan region evolved from a process of scattered urban development along the Porto-Aveiro, Porto-Braga-Amarante and Porto-Viana do Castelo roads, creating urban continuity along the coast. This process posed several obstacles to the transportation system, due to the absence of roads leading into these cities.

The creation of an infrastructure of access roads by building structured highways resulted in a modern highway system that has changed the lives of Porto's residents.

Bento Pedroso Construções played a leading role in this group of projects, having constructed the following main highways:

- Rua do Campo Alegre underpass, an open tunnel in shotcrete. Main exit from city;



Acesso norte à Ponte do Freixo, do IP 1
Northern access to the Freixo Bridge on IP 1

De todas essas empreitadas realizadas na área metropolitana do Porto, há uma que, pelo seu desafio temporal e de inovação tecnológica, merece um destaque acrescido. Trata-se da obra designada por “IC 29, via rápida de Gondomar/Obras de Arte Individualizadas”.

Reclamada há décadas pelos Autarcas do Porto e Gondomar, esta via liga o Porto (através da Circunvalação) ao centro de Gondomar (Estrada de S. Miguel), contemplava a execução de dois viadutos (Areias e Ramalde) e duas pontes (rios Tinto e Torto).

Grandeza de alguns dos principais valores totais alcançados nestas obras:

- Boavista Interchange (connecting Av. Boavista to Via de Cintura Interna);
- Elimination of level crossing for the Leixões Line on Rua de Recarei de Baixo;
- IC 23, Porto’s inner beltway, 2nd section – 1st segment – Amial-A 3;
- Interchange for Route 12 and E.N. 107;
- Alternate routes to Santo Tirso – E.N. 104 and 105 (1st and 2nd phases);
- IP 1, North Access to Ponte do Freixo;
- IC 1, Freixeiro-Perafita and IC 24-Perafita-E.N. 107;
- IC 23 Connection between Areinho Interchange and Av. Da República in Gaia;



Viaduto de Ramalde - IC 29 via rápida de Gondomar, obras de arte individualizadas
Ramalde Viaduct - IC 29 Gondomar expressway, individualized overpasses and underpasses

- Betão 45 000 m³
- Aço 4000 ton
- Pré-esforço 756 ton
- Estacas 5100 m
- Cofragens 80 000 m

Para a execução destas obras foi desenvolvido um sistema de cofragem para os tabuleiros que permitiu reduzir de forma significativa o intervalo de tempo entre as betonagens dos tabuleiros,

- IC 23 Barrosa Interchange-Devesas Station;
- IC 29 Expressway to Gondomar.

Of all these projects carried out in the metropolitan area of Porto, there is one that should be mentioned due to the time challenge and innovative technology involved. It is the IC 29 Expressway to Gondomar-individualized underpasses and viaducts.

Criticized for decades by the public administration of Porto and Gondomar, this route connects

minimizando o tempo da descofragem e montagem da cofragem no vão seguinte, solução que tem como principal virtude o facto de, em apenas algumas horas, se movimentar a totalidade da cofragem do tramo betonado para o tramo seguinte, com reduzidos meios humanos e equipamentos (apenas um guincho) envolvidos e sem necessidade de desmontagem de qualquer elemento de cofragem.

Detalhamento da metodologia

A solução consistiu num sistema integrado de vigas e painéis metálicos (superfície de cofragem) no qual foram montados rodas metálicas dimensionadas e calculadas de tal forma que elas próprias, quando em carga (fase de betonagem), suportavam os esforços de compressão e ficavam dotadas de um fuso nivelador que permitiu a descofragem do tabuleiro.

Como o projecto da obra previa que a viga do tabuleiro de betão armado fosse de secção variável na zona do pilar, houve a necessidade de conceber a cofragem de tal forma que deslizasse na zona do pilar onde havia um acréscimo de largura da viga (de 0.60 m para 1 m).

Porto (via the Circunvalação) to the center of Gondomar (Estrada de S. Miguel). Construction involved two viaducts (Areias and Ramalde) and two bridges (Tinto and Torto Rivers).

The amounts of main materials came to the following totals:

- Concrete 45,000m³
- Steel 4,000 tonnes
- Pre-stressed concrete 756 tonnes
- Piles 5,100m
- Formwork 80,000m

For the construction of these projects, a formwork system for the panels was developed that would allow a significant reduction in the period between the concreting of the panels, minimizing the time for formwork removal and the following assembly of the formwork. The key to this solution is that, in only a few hours, all formwork can be moved to the next space from a space that has been concreted with less human participation and use of equipment (only one lift) and there is no need to disassemble any element of the formwork.



Detalhe constructivo - escoramento de cofragens
Construction detail - shoring formwork



Cofragem deslizante
Slipforms

Para o seu interior, foi concebido um elemento de madeira de secção variável que definiu a geometria exacta da viga de betão. Este elemento de madeira era colocado após o deslize da cofragem e antes da colocação das armaduras pré-fabricadas.

Neste sistema de cofragem deslizante descrito, foram utilizados dois tipos de cimbra. O tradicional sistema de cimbra ao solo, onde foi necessário recorrer a um tratamento do solo, e o sistema semi-aéreo, com asnas do tipo BB70, permitindo vencer vãos e descarregando em torres BB20, solução esta utilizada para alturas superiores a 20 metros e na transposição dos cursos de água.

Em ambos os casos foram colocados trilhos em perfil metálico com secção em "U", que permitiram a utilização do mesmo sistema deslizante da cofragem, em ambas as situações, tendo inclusive sido utilizados, simultaneamente, os dois sistemas de escoramento em continuidade numa mesma obra de arte, ou seja, nos vãos centrais onde as alturas ao solo eram da ordem de 18 a 20 m ou existiam cursos de água. Utilizaram-se asnas e torres, nos vãos extremos, quando as alturas eram menores.

Methodology details

The solution consists of an integrated system of beams and metal panels (on the surface of the formwork) in which metal wheels were assembled, sized and calculated so that, when being concreted, they themselves withstand the compression and are equipped with a leveling screw which allows the removal of formwork from the panel.

Since the project required the reinforced concrete panel beam to have a variable section in the pillar zone, the formwork had to be installed so that it would slide in the pillar zone where the width of the beam grew from 0.60m to 1m.

For the inside, a wooden element with a variable section defined the exact geometry of the concrete beam. This wooden element was inserted after the slipform and before the insertion of the pre-fabricated reinforcements.

In this slipform system, two types of cement trucks were used. The traditional ground system, when a ground system was needed, and a semi-overhead system with BB70 formwork, allowing it to cover several spans and remove it with BB20

Todas estas inovações técnicas resultaram em altos índices de produtividade, respondendo pela redução de 60 % do ciclo de betonagens, por 30 % a menos de mão-de-obra e pela antecipação do prazo de execução da empreitada em quatro meses.

tower cranes. This solution was used for heights over 20 meters and when crossing waterways.

In both cases, u-shaped metal rails were used which allowed the use of the same slipform system, both of which involved continuous shoring in the same viaduct, or rather, in the central space where distances to the ground were around 18-20 meters or where there were watercourses. Formwork and tower cranes were used in the spans at each end, which were lower in height.

All of these technical innovations resulted in high rates of productivity, reducing the concreting cycle by 60%, and labor by 30%, as well as finishing 4 months earlier than originally planned.



Viaduto sobre o rio Tinto – IC 29, da via rápida de Gondomar
Viaduct across Tinto River – IC 29, Gondomar expressway



PARTE II PART II

Contribuição da
engenharia académica

Academia's contribution to engineering

Contribuição da
Academia Brasileira de Ciências
para o conhecimento da natureza



Identificação modal e correlação dos elementos finitos da Ponte Vasco da Gama

Modal identification

and finite element correlation of Vasco da Gama bridge

Elsa Caetano, Alvaro Cunha, Raimundo Delgado

Professora Auxiliar, Professor Associado e Professor Catedrático
do Departamento de Engenharia Civil
da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP)

*Lecturer, Associate Professor and Full Professor,
Department of Civil Engineering,
Porto University School of Engineering (FEUP)*

As condições de segurança das grandes pontes são normalmente verificadas no final da construção através de ensaios estáticos e dinâmicos. Os ensaios com carga estática incluem as diversas acções do tráfego ferroviário e rodoviário pesado e reproduzem cenários de cargas excepcionais, a fim de assegurar que foi obtida a resistência requerida.

A resposta estrutural em termos de tensão e de deslocamento é medida e comparada com os resultados dos modelos numéricos. A finalidade dos ensaios dinâmicos é a de identificar os parâmetros dinâmicos relevantes da estrutura, calibrando e validando os modelos numéricos que foram usados durante o projecto para estimular o comportamento estrutural sob a excitação dinâmica de vento e de sismos.

Os ensaios dinâmicos executados na Ponte Vasco da Gama são exemplos desses tipos de ensaios. Esses ensaios foram realizados em Março de 1998, um pouco antes da sua inauguração [1], e consistiram num ensaio de vibração ambiente (EVA) e num ensaio de vibração livre (EVL). O ensaio de vibração ambiente revelou quais os segmentos da Ponte que eram passíveis de excitação natural (vento). A finalidade do ensaio de vibração livre era a de identificar exactamente os quocientes de amortecimento a partir das respostas ao impulso medidas

The safety conditions of large bridges are normally verified at the end of construction through static and dynamic tests. Static load tests employ heavy road or railway actions applied in different combinations, reproducing exceptional loading scenarios, in order to ensure that the required strength has been achieved. The structural response in terms of strains or displacements is measured and compared with results from numerical models. The purpose of dynamic testing is to identify the relevant dynamic parameters of the structure to calibrate and validate numerical models which have been used during the design to simulate the structural behaviour under dynamic excitation such as wind and earthquakes.

The dynamic tests performed on the Vasco da Gama cable-stayed bridge are examples of this type of tests. They took place in March 1998 shortly before the opening of the bridge [1], and consisted of an ambient and a free vibration test. The ambient test revealed which modes of the bridge could be excited by natural excitation (wind). The aim of the free vibration test was to accurately identify the damping ratios from the measured impulse responses of the bridge. Also some cable measurements were performed to estimate the axial forces from indirect evaluation of cable frequencies [2].

na Ponte. Também foram feitas algumas medições dos cabos para analisar as forças axiais com base na avaliação indirecta das frequências dos cabos [2].

A PONTE E OS TESTES

A Ponte

A Ponte Vasco da Gama em Lisboa é, provavelmente, a estrutura mais espectacular da EXPO 98. O seu comprimento total é de 17 300 m e envolve três intersecções, uma secção de 5 km de comprimento e a ponte contínua, de 12 300 m de comprimento. Esta ponte inclui uma estrutura suspensa por cabos, sobre o principal canal de navegação, com vão central de 420 m e três vãos laterais de cada lado (62 m, 70,6 m e 72 m), o que perfaz um comprimento total de 829,2 m entre pilares de transição. O tabuleiro tem 31,25 m de largura, com duas vigas pré-esforçadas lateralmente (2,6 m de altura), ligadas por uma laje (0,25 m de espessura) e por carlingas metálicas, com secção em forma de "I", a cada 4,42 m. A Ponte foi construída por avanços e em consola, sendo contínua ao longo de todo o seu comprimento e totalmente suspensa a 52,5 m acima do rio por dois planos verticais de 48 tirantes ligados a cada torre. As torres, em forma de «H»,

THE BRIDGE AND THE TESTS

The bridge

The Vasco da Gama Bridge, in Lisbon, is probably the most spectacular Expo 98 structure. The total length of this second Tagus river crossing is 17,300m, involving three interchanges, a 5km long section on land and a continuous 12,300m long bridge. This bridge includes a cable-stayed component over the main navigational channel with a main span of 420m and three lateral spans on each side (62m, 70.6m, 72m), resulting in a total length of 829.2m. The bridge deck is 31m wide and is formed by two lateral prestressed concrete girders, 2.6m high, connected by a cast in situ slab 0.25m thick and by transversal steel I-girders every 4.42m. The bridge is continuous along the total length and is fully suspended at 52.5m above the river by two vertical planes of 48 stays connected to each tower. The two H-shaped towers are 147m high above a massive zone at their base used as protection against ship collision. With regard to the stay cables, that consist of bundles of parallel self-protected strands covered by an HDPE sheath, specific protection against vibration was adopted, namely by inclusion of a double helical rib in the cable



*Ponte Vasco da Gama
Vasco da Gama Bridge*



Estrutura atirantada por cabos da Ponte Vasco da Gama
Cable-stayed component of the Vasco da Gama Bridge

têm 147 m de altura e na base apresentam uma zona maciça que funciona como protecção contra o embate de navios.

Os tirantes são formados por feixes de cabos paralelos revestidos por uma camisa de polietileno (HDPE), tendo sido adoptada uma protecção específica contra a vibração através da inclusão de uma dupla armadura em espiral, para evitar a vibração do vento e da chuva, além de amortecedores inovadores colocados dentro dos tubos guia dos cabos nas ancoragens do tabuleiro. Devido à actividade sísmica na zona de implantação da Ponte, foram tomadas medidas específicas no seu projecto, nomeadamente a adopção de um tabuleiro totalmente suspenso de torres flexíveis, para minimizar as forças sísmicas. Adicionalmente, foi introduzido um conjunto de amortecedores de aço hysteréticos ligando os pilares ao tabuleiro, para limitar os deslocamentos. Sob cargas de serviço, os amortecedores funcionam como suportes elásticos dentro de uma faixa de elasticidade, enquanto os amortecedores longitudinais possibilitam os deslocamentos em baixa velocidade. No caso de sismos, a histerese do aço serve para dissipar a energia.

cover for prevention of rain wind vibration, and by use of innovative damper devices placed inside the steel guide pipe of the cables at the deck anchorages. Given the actively seismic location of the bridge site, specific measures were taken in the design of the bridge, namely the adoption of a full suspension deck from flexible towers in order to minimize the seismic forces. Additionally, a set of hysteretic steel dampers connecting the pylons and the deck were introduced, in order to limit the displacements. Under service loads, the transverse dampers work within the elastic range, acting as elastic supports, while the longitudinal dampers allow low speed displacements. In case of earthquake, use is made of the steel hysteresis to dissipate energy.

Ambient vibration test

The ambient test data originates from 6 triaxial 16 bit strong motion recorders. Two recorders served as references, permanently located at section 10, 1/3rd span North on both sides of the bridge (locations 10U and 10D in figure 1). The other four recorders scanned the bridge deck and the towers using a total of 29 measurement sections. The expected interesting frequency range is very low (0-1Hz). Therefore the measurement time for each

Ensaio de vibração ambiente (EVA)

Os dados do ensaio de vibração ambiente foram registados por gravadores de movimentos fortes de 16 bits e seis triaxiais. Os dois gravadores que serviram de referência ficaram permanentemente localizados na secção 10, a um terço do vão norte, em ambos os lados da Ponte (locais 10U e 10D na figura 1). Os outros quatro gravadores monitorizaram o tabuleiro da Ponte e as torres, no total de 29 sectores de medição. A faixa de frequência com interesse prevista é muito baixa (0 Hz-1 Hz), tendo

setup was chosen to be 16min, which is quite long, to capture enough periods of the low-frequency modes. The sampling frequency was 50Hz. The recorders were operating independently, but were programmed and synchronised by a portable PC. The excitation source was wind, of which the speed varied between 1m/s and 22m/s during the complete ambient vibration test campaign. This resulted in large differences of bridge acceleration magnitudes and, inevitably, in quality differences of the acquired data.

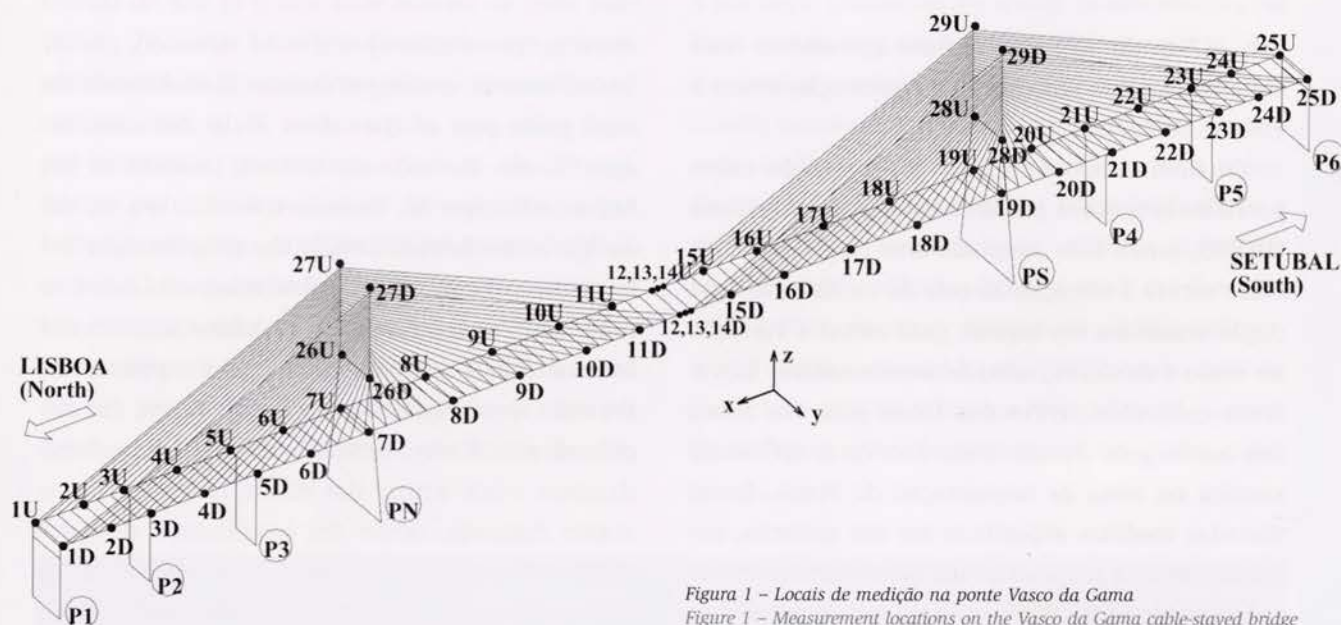


Figura 1 - Locais de medição na ponte Vasco da Gama
Figure 1 - Measurement locations on the Vasco da Gama cable-stayed bridge

sido, portanto, seleccionado o tempo de medição de cada configuração em dezasseis minutos, que é muito longo para captar períodos suficientes de modos de baixa frequência. A frequência da amostragem foi de 50 Hz. Os gravadores operaram independentemente, tendo sido programados e sincronizados por um computador portátil. A fonte de excitação foi o vento, cuja velocidade variou entre 1 m por segundo e 22 m por segundo no decorrer de

Free vibration test

To verify the ambient vibration results, also a limited free vibration test was performed. The free vibration test allowed to accurately identify the modal damping ratios from the measured impulse responses. The experimental identification of damping ratios is very important because there is no reliable analytical approach available for their evaluation and because they have a large influence

todo o ensaio de vibração ambiente. Isto resultou numa grande diferença entre as amplitudes de aceleração da Ponte e interferiu, inevitavelmente, na qualidade dos dados adquiridos.

Ensaio de vibração livre

Para verificar os resultados da vibração ambiente, foram executados alguns ensaios de vibração livre. Os ensaios de vibração livre permitiram identificar com precisão os quocientes de amortecimento modal das respostas aos impulsos medidos. A identificação experimental dos quocientes de amortecimento é muito importante porque não existe uma abordagem analítica confiável para a sua avaliação e porque exercem uma grande influência sobre a resposta da Ponte à excitação dos sismos e dos ventos. Obteve-se uma excitação impulsiva, suspendendo-se uma

on the bridge response to earthquake and wind excitation. An impulsive excitation was obtained by suspending a mass of 60t from a point on the bridge deck, close to location 10U (figure 1), and suddenly releasing it. The resulting free vibrations were then recorded during 16min at measurement sections 10, 13 and 16 (figure 1). This test was performed under low wind speeds (less than 2.5m/s were measured), so that there was not much undesired ambient excitation and the identified damping ratios represented the real structural damping ratios, with no added aerodynamic component.



Ensaio de vibração livre: (a) Barcaça de 60 t excentricamente suspensa; (b) Início do corte da barra de betão Diwidag suspensa; (c) Liberação da barcaça.
Free vibration test: (a) Excentrically suspended 60t barge; (b) Starting cut of hanging Diwidag bar; (c) Release of barge

massa de 60 t de um ponto no tabuleiro da Ponte perto do local 10U (figura 1) e soltando-a repentinamente. As vibrações livres resultantes foram então registadas durante dezasseis minutos nas secções de medição 10, 13 e 16 (figura 1). Este ensaio foi realizado sob velocidades de vento baixas (foram medidos menos de 2,5 m/segundo), de modo que não havia excitação ambiente indesejada, e os quocientes de amortecimento identificados representaram os quocientes de amortecimento reais estruturais, sem nenhuma componente aerodinâmica adicionada.

IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS E CORRELAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS

Análise modal operacional

A extracção de parâmetros modais a partir dos dados adquiridos foi feita com base em dois métodos de avaliação dos parâmetros modais apoiados somente em resultados: o método da selecção de picos [3] e o método de identificação do subespaço estocástico [4].

O método da selecção de picos é o método mais simples e comumente usado em engenharia civil para calcular os parâmetros modais de uma estrutura sujeita a cargas do ambiente, envolvendo todos os locais de medição. O seu nome deriva da etapa principal do método: a identificação das frequências normais a partir dos picos do espectro de força normalizado médio. A identificação das formas modais baseia-se na comparação das estimativas das funções de transferência relativas às respostas ambiente na secção de referência com as respostas dos outros pontos de medição. A proporção entre os valores dessas funções de transferência relativas a cada frequência normal (amplitude linear), associada aos diversos pontos, conduziu às componentes modais, tendo sido obtidos os sinais correspondentes com base na evolução da fase.

Embora este método confie na suposição de que o amortecimento é baixo e as frequências *Eigen* são espaçadas, foram introduzidos alguns melhora-

MODAL PARAMETER IDENTIFICATION AND FINITE ELEMENT CORRELATION

Operational modal analysis

The extraction of modal parameters from the acquired data was made based on two different output-only modal parameter estimation methods: the Peak-Picking [3] and the Stochastic Subspace Identification Methods [4].

Peak-Picking is the simplest and most popular method used in Civil Engineering to estimate the modal parameters of a structure subjected to ambient loading. Its name comes from the key step of the method: the identification of the natural frequencies from the peaks of the average normalised power spectrum involving all the measurement locations. The identification of mode shapes is based on the estimates of transfer functions relating the ambient response at a reference section with the response at the other measurement points. The ratios between the values of those transfer functions related to each natural frequency (linear magnitude) associated to the several points lead to the modal components, the corresponding signal being obtained on the basis of the phase evolution.

Although this method relies on the assumptions of low damping and well-separated eigenfrequencies, some refinements of the method have been introduced, which allow more complex applications. The coherence function between two channels tends to go to one at the resonance frequencies, because of the high signal-to-noise ratio at these frequencies. Consequently, inspecting the coherence function can assist in selecting the eigenfrequencies. Also the phase angles of the cross spectra are helpful: if real modes are expected, the phase angles should be either 0° or 180° at the resonance frequencies. An additional improvement consists in picking the peaks of the spectra of the sum or difference of signals at both sides of the bridge deck, so as to separate vertical bending from torsion peaks at closely spaced frequencies.

mentos no método para permitir aplicações mais complexas. A função de coerência entre dois canais tende a ir para um só canal nas frequências da ressonância, porque a proporção de ruído para sinal é alta nessas frequências. Consequentemente, verificar a função de coerência poderá ajudar a seleccionar as frequências *Eigen*. Também os ângulos da fase dos espectros cruzados são úteis se forem previstos modos reais; os ângulos da fase deverão ser de 0° ou de 180° nas frequências da ressonância. Um melhoramento adicional foi o de seleccionar os picos dos espectros da soma ou diferença dos sinais em ambos os lados do tabuleiro da Ponte, de modo a separar a flexão vertical dos picos de torção de frequências rigidamente espaçadas. Entretanto, a violação dessas estimativas básicas (baixo amortecimento e modelos bem distintos) conduz a resultados errôneos. Na verdade, o método identifica os modelos de deflexão operacional em vez de formas modais, e para os métodos rigidamente espaçados essa deflexão operacional será uma sobreposição de múltiplos métodos. Outra desvantagem é a de a selecção das frequências *Eigen* poder tornar-se uma tarefa subjectiva se os picos do espectro não forem muito claros e se o método não fornecer nenhuma estimativa do amortecimento. Uma alternativa mais interessante para a selecção de picos é a da identificação de subespaço estocástico. Na identificação do subespaço estocástico, um modelo de espaço estocástico é identificado a partir de dados de saída medidos ou de co-variações de saídas. Depois da identificação do modelo espacial de estado, os parâmetros modais deverão ser obtidos a partir das matrizes correspondentes [4].

However, a violation of the basic assumptions (low damping and well-separated modes) leads to erroneous results. In fact the method identifies operational deflection shapes instead of mode shapes and for closely spaced modes such an operational deflection shape will be the superposition of multiple modes. Other disadvantages are the selection of the eigenfrequencies can become a subjective task if the spectrum peaks are not very clear and that the method does not yield any damping estimates.

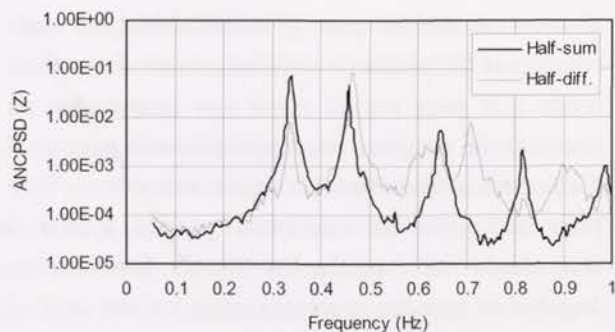
An interesting more powerful alternative for peak picking is the stochastic subspace identification method. In stochastic subspace identification, a so-called stochastic state space model is identified from measured output data or output covariances. After the identification of the state space model, the modal parameters are obtained from corresponding matrices [4].

Ambient vibration test

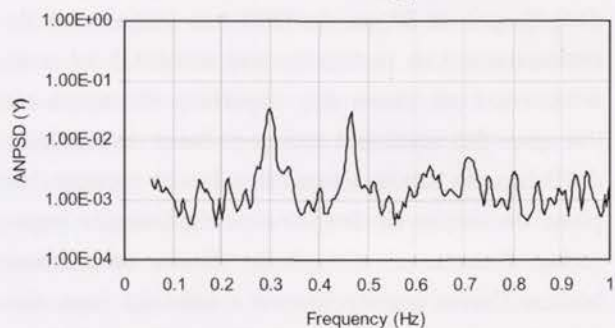
The extraction of modal parameters from the ambient vibration data was performed first using the conventional Peak-Picking method. Figures 2 shows average normalised spectra associated to vertical and transversal accelerations along the bridge deck, while Figure 3 shows normalised cross spectra and corresponding coherences relating the ambient response at sections 10 and 16. The natural frequencies identified on the basis of the peak picking technique are summarised in Table 1, together with the calculated frequencies obtained at the design stage by EEG (Europe Études Gecti, Villeurbanne, France), using the finite element program Hercules. Figure 4 shows some of the most significant mode shapes of the deck, also presenting the corresponding numerical modes, as well as some modal components identified using the free vibration test.

Ensaio de vibração ambiente

A extracção de parâmetros modais dos dados de vibração ambiente foi executada pela primeira vez usando-se o método tradicional da selecção de picos. A figura 2 mostra espectros normalizados médios associados às acelerações verticais e transversais ao longo do tabuleiro da Ponte, enquanto a figura 3 mostra os espectros cruzados normalizados e as coerências correspondentes, relacionando as respostas ambiente, nas secções 10 e 16. As frequências normais identificadas com base na técnica de selecção de picos estão resumidas na tabela n.º 1, juntamente com as frequências calculadas obtidas no estágio do projecto feito pela EEG (European Etudes Gecti, Villeurbanne, França), usando o programa HERCULES, para elementos finitos. A figura 4 mostra algumas das configurações modais mais significativas do tabuleiro e apresenta também os modelos numéricos correspondentes, bem como algumas componentes modais identificadas pelo ensaio de vibração livre.



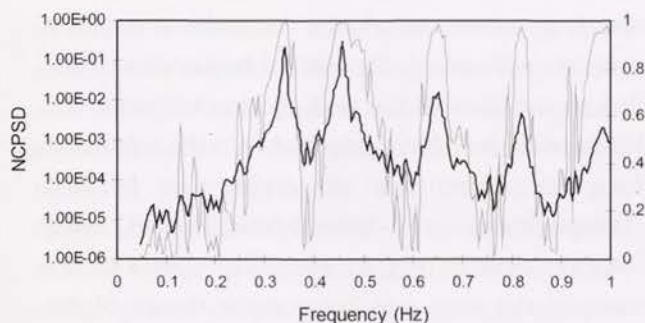
(a)



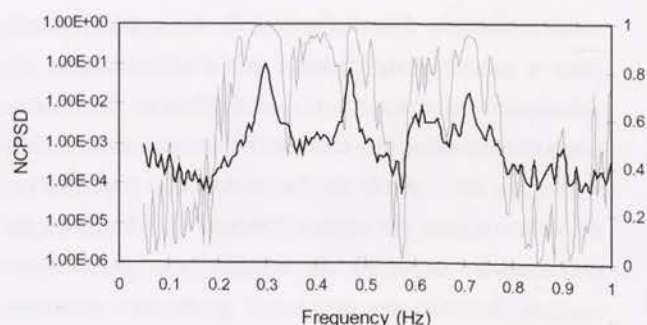
(b)

Figura 2 - Espectros normalizados médios associados a: (a) aceleração vertical (sinais de meia soma e de meia diferença, a jusante e a montante); (b) aceleração transversal (sinal de meia soma)

Figure 2 - Average normalised spectra associated to: (a) vertical acceleration (half-sum and half-difference signals, upstream-downstream); (b) transversal acceleration (half-sum signal)



(a)



(b)

Figura 3 - Espectros NCPD (amplitude) do sinal de meia soma de (a) aceleração vertical e de (b) sinal de aceleração transversal nas secções 10 e 16, e as coerências correspondentes

Figure 3 - NCPD spectra (amplitude) of the half-sum signal of (a) vertical acceleration and of (b) transversal acceleration at sections 10 and 16, and corresponding coherences

Tabela 1 – Frequências normais identificadas e calculadas
 Table 1 – Identified and calculated natural frequencies

FREQUÊNCIAS CALCULADAS (Hz) CALCULATED FREQUENCIES (Hz)	FREQUÊNCIAS IDENTIFICADAS (Hz) IDENTIFIED FREQUENCIES (Hz)	TIPO DO MODELO DE VIBRAÇÃO TYPE OF MODE OF VIBRATION
0.2624	0.298	1ª flexão transversal (BT1) 1 st transversal bending (BT1)
0.3185	0.341	1ª flexão transversal (BV1) 1 st vertical bending (BV1)
0.4287	0.437	2ª flexão transversal (BV2) 2 nd vertical bending (BV2)
0.4386	0.471	1ª torção + flexão transversal (T1) 1 st torsion + transversal bending (T1)
0.62680	572*/0.590*/0.599*/0.619*/0.624*	2ª torção + flexão transversal 2 nd torsion + transversal bending
0.6077	0.651	3ª flexão vertical (BV3) 3 rd vertical bending (BV3)
0.6268	0.693*/0.707*/0.718*/0.755*	2ª torção + flexão transversal (T2) 2 nd torsion + transversal bending (T2)
0.7600	0.817*	4ª flexão vertical (BV4) 4 th vertical bending (BV4)
(**)	0.895*/0.917*	3ª torção (T3) 3 rd torsion (T3)
(**)	0.985	5ª flexão vertical (BV5) 5 th vertical bending (BV5)
(**)	1.129*	4ª flexão vertical 4 th vertical bending

(*) – modelos múltiplos, nível de sinal baixo / multiple modes, low signal level

(**) – desconhecido / unknown

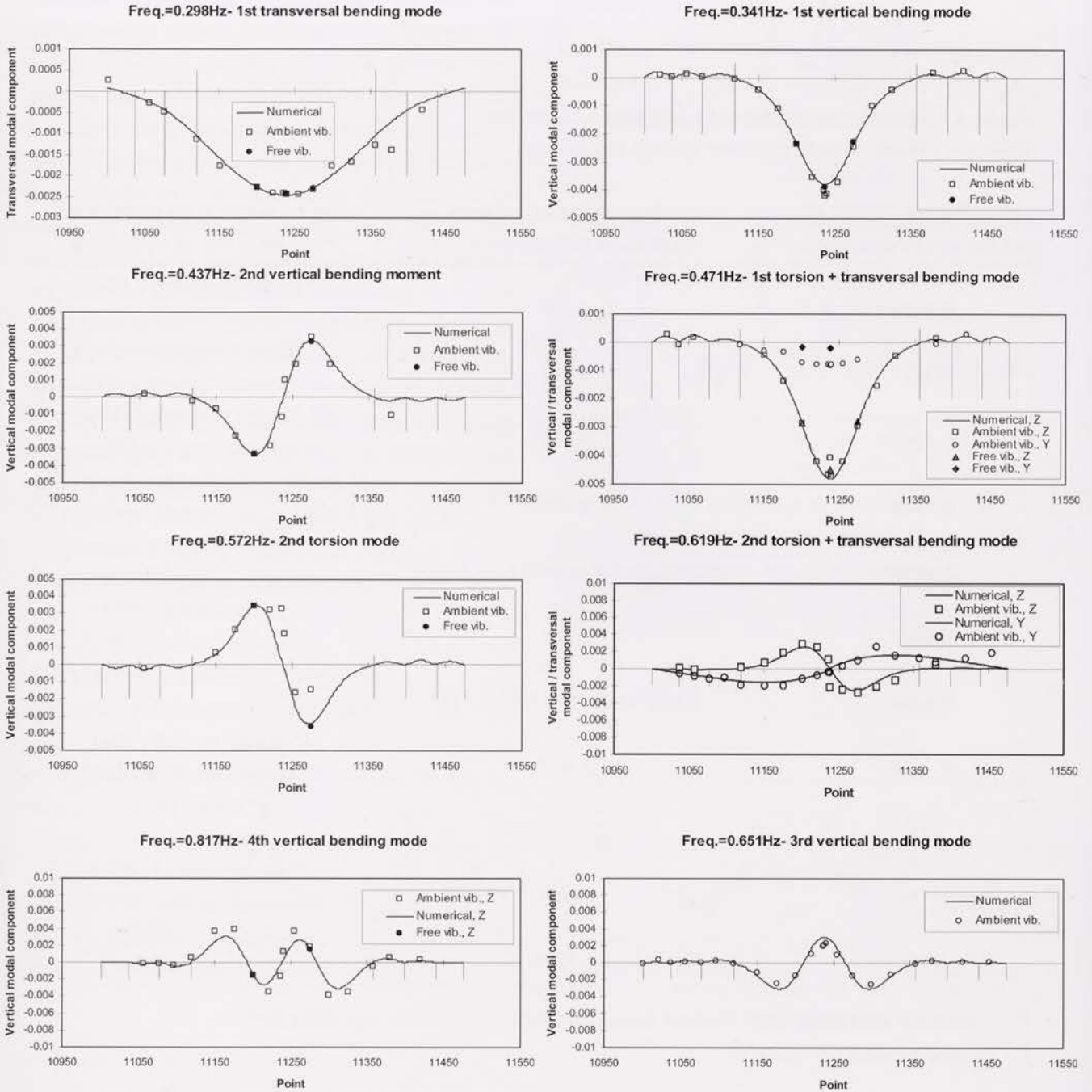


Figura 4 – Algumas das configurações modais mais relevantes (tabuleiro)
 Figure 4 – Some of the most relevant identified mode shapes (deck)

Mais recentemente, os dados das vibrações ambiente da Ponte Vasco da Gama foram reanalisados, aplicando-se-lhes o método de identificação do subespaço estocástico [5]. A tabela n.º 2 mostra a comparação entre as frequências normais identificadas, usando ambos os métodos acima citados, e também o resumo das estimativas dos quocientes de amortecimento modal obtidas com a aplicação do método de identificação do subespaço estocástico.

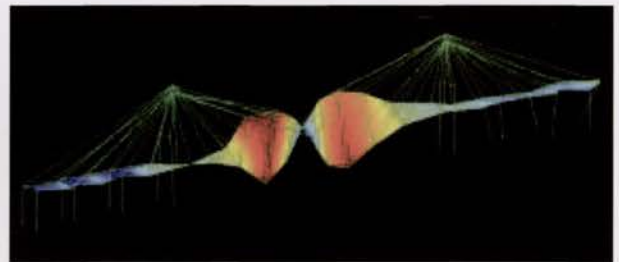
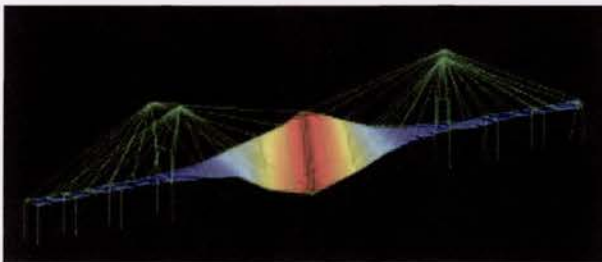
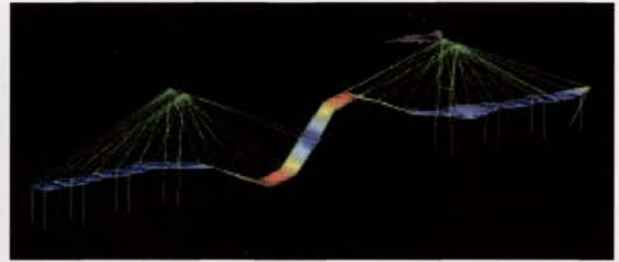
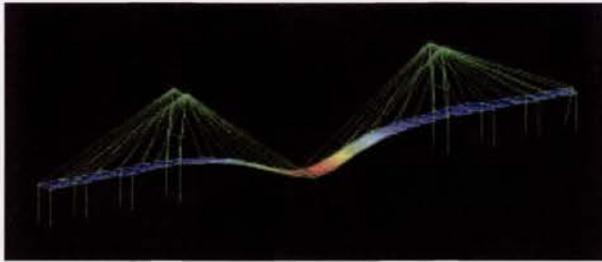
More recently, the ambient vibration data of Vasco da Gama cable-stayed bridge was reanalysed applying the Stochastic Subspace Identification method [5]. Table 2 shows a comparison between natural frequencies identified using both methods previously mentioned, also summarizing the estimates of modal damping ratios achieved by applying the stochastic subspace identification.

Tabela 2 – Parâmetros modais de vibração ambiente (EVA) obtidas com o método de selecção de picos (SP) e o método de identificação do espaço estocástico (ISE)

Table 2 – Ambient vibration modal parameters (AVT) obtained with peak picking (PP) and stochastic subspace identification (SSI)

TIPO DE MODO TYPE OF MODE	AVT PP F (HZ)	AVT SSI			
		F (HZ)	Σ_F (HZ) (*)	Ξ (%)	Σ_{Ξ} (%) (*)
BT1	0.298	0.302	0.005	1.47	0.61
BV1	0.341	0.339	0.001	0.52	0.39
BV2	0.437	0.458	0.001	0.44	0.31
T1	0.471	0.468	0.001	0.43	0.22
	0.572-0.624				
BV3	0.651	0.649	0.003	0.72	0.45
T2	0.693-0.755	0.711	0.004	1.09	0.50
BV4	0.817	0.817	0.003	0.44	0.17
T3	0.895	0.917			
BV5	0.985	0.987	0.005	0.74	0.23

(*) – desvios padrão com base nas estruturas usadas / standard deviations based on the setups used



Representação em 3D de alguns dos modelos identificados (1º e 2º modos de flexão vertical e 1º e 2º modos de torção)
 3D representation of some of the identified mode shapes (1st and 2nd vertical bending modes and 1st and 2nd torsional modes)

Ensaio de vibração livre

Foi realizada a identificação das frequências normais, a partir dos dados obtidos através do ensaio de vibração livre, numa primeira instância, pela verificação dos picos de FFT (equação de Fourier) da série de tempos de aceleração (figuras 5 e 6). Com referência às formas modais, elas foram identificadas por filtragem digital ao redor de cada uma das frequências normais identificadas e comparando-se as amplitudes e fases dos sinais filtrados em diferentes pontos de medição. A figura 4 mostra as componentes modais identificadas por este procedimento e que estão claramente conformes com as formas modais obtidas com o ensaio de vibração ambiente e com as configurações modais calculadas numericamente. A identificação dos quocientes de amortecimento modal foi feita com base na deterioração do envelope dos sinais filtrados obtidos (figura 7).

Free vibration test

The identification of natural frequencies from the free vibration test data was made, in a first instance, by inspection of the peaks of FFTs (Fast Fourier Transform) of the acceleration time series (figures 5-6). With regard to the mode shapes, these were identified by digital filtering around each one of the natural frequencies identified, and comparing the amplitudes and phases of the filtered signals at different points of measurement. Figure 4 shows the modal components identified by this procedure, which are clearly in good agreement both with the mode shapes obtained by the ambient vibration test and with the modal configurations calculated numerically. The identification of the modal damping ratios was done on the basis of the decay of the envelope of the filtered signals obtained (figure 7).

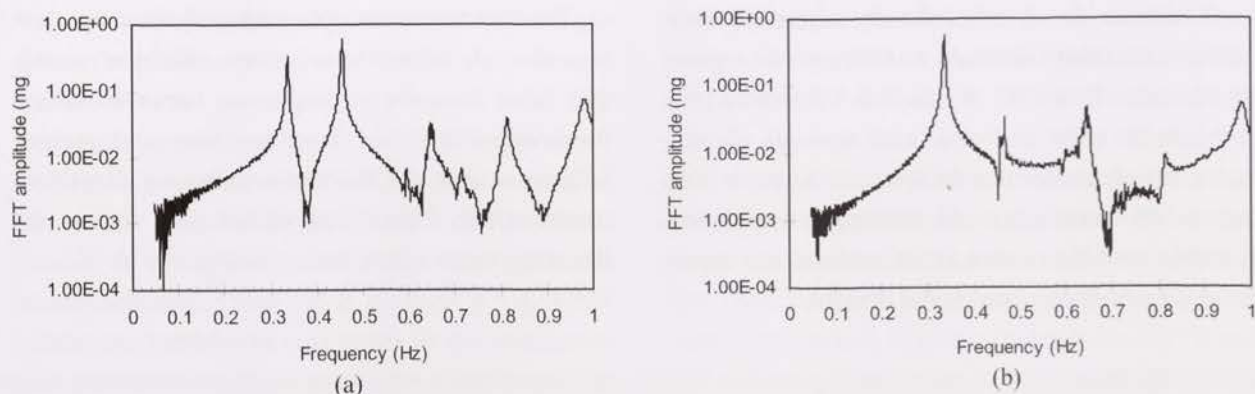


Figura 5 - Amplitude da FFT, na sigla em inglês do sinal de 1/2 soma da aceleração vertical (a jusante e a montante) no (a) 1/3 do vão Norte, e (b) 1/2 do vão
 Figure 5 - Amplitude of the FFT of the half-sum signal of vertical acceleration (upstream-downstream) at (a) 1/3 span North and (b) 1/2 span

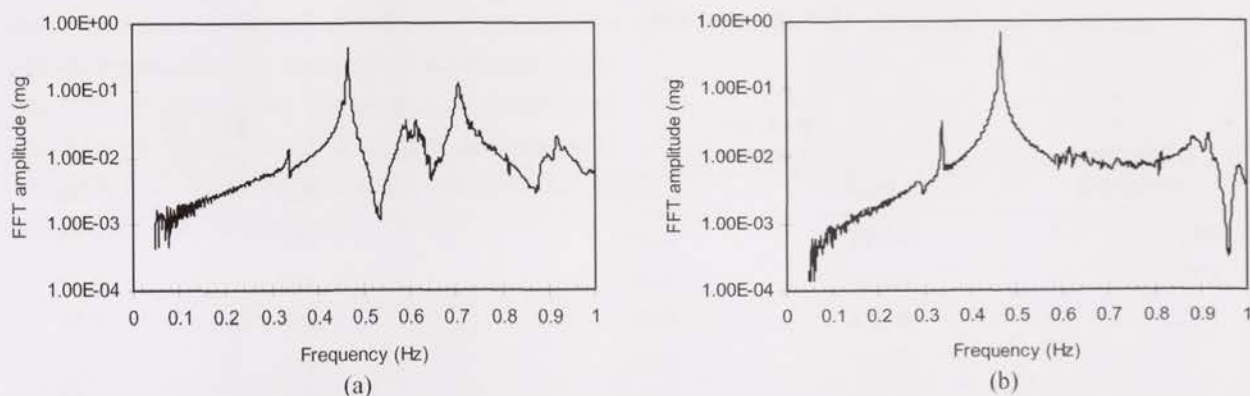


Figura 6 - Amplitude da Transformada de Fourier (FFT) do sinal de 1/2 diferença da aceleração vertical (a jusante e a montante) no (a) 1/3 do vão Norte e (b) 1/2 do vão
 Figure 6 - Amplitude of the FFT of the half-difference signal of vertical acceleration (upstream-downstream) at (a) 1/3 span North and (b) 1/2 span

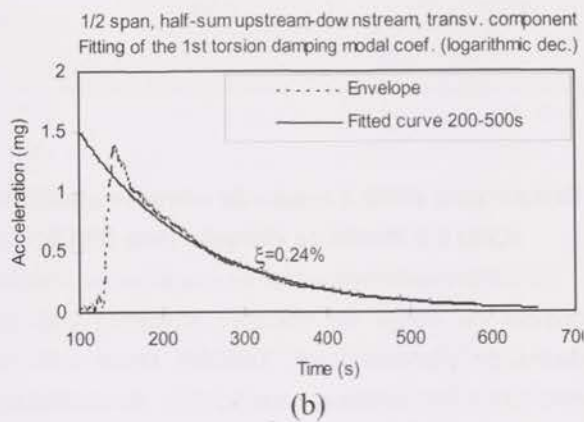
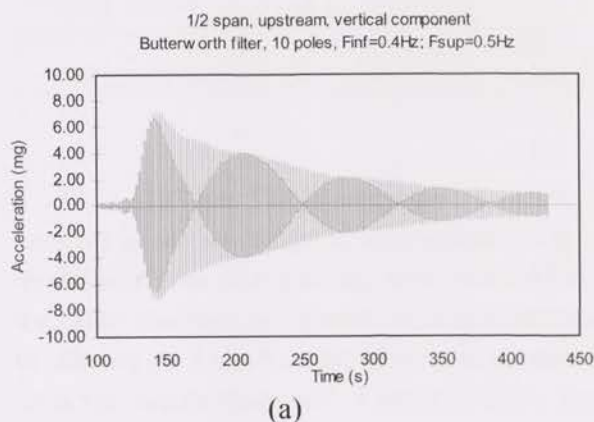


Figura 7 - Identificação do factor de amortecimento modal associado à frequência normal de 0,467Hz. Análise baseada na resposta medida na metade do vão a jusante
 Figure 7 - Identification of the modal damping factor associated to the natural frequency 0.467Hz. Analysis based on the measured response at 1/2 span upstream

O método de identificação de subespaço estocástico foi também aplicado ao conjunto de registos de vibrações livres (5). A tabela n.º 3 mostra uma comparação entre as frequências normais identificadas através da técnica de selecção de picos e do método de identificação do subespaço estocástico. A tabela também mostra as estimativas dos quocientes de amortecimento modal obtidos.

The Stochastic Subspace Identification method was also applied to the set of free vibration records [5]. Table 3 shows a comparison between natural frequencies identified using both the peak picking technique and the stochastic subspace identification method. This table shows also the modal damping ratios estimates.

Tabela 3 – Parâmetros modais e vibração livre (EVA), obtidos através da selecção de picos (SP) e da identificação do subespaço estocástico (ISE)

Table 3 – Free vibration modal parameters (FVT) obtained with peak picking (PP) and stochastic subspace identification (SSI)

TIPO DE MODO TYPE OF MODE	EVA SP FVT PP		EVA ISE FVT SSI	
	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)
BT1	0.295	1.23	0.293	1.12
BV1	0.338	0.21	0.337	0.39
BV2	0.456	0.23	0.455	0.31
T1	0.467	0.24	0.466	0.27
	0.591	0.34	0.590	1.30
BV3	0.647	0.37	0.647	0.56
T2	0.707	0.78	0.705	0.74
BV4	0.814	0.48	0.814	0.50
T3			0.917	0.48
BV5	0.982	0.74	0.982	0.76

Comparação entre o ensaio de vibração ambiente (EVA) e o ensaio de vibração livre (EVL)

É interessante comparar os parâmetros modais obtidos de dados de vibração ambiente com os dados de vibração livre. Também nesse caso os resultados do subespaço estocástico representados nas tabelas n.º 2 e 3 são colocados lado a lado na tabela n.º 4. As formas modais são comparadas, computando-se a correlação (elevada ao quadrado)

Comparison of AVT and FVT

It is interesting to compare the modal parameters obtained from ambient data with these from free vibration data. Hereto, the stochastic subspace results represented in Tables 2 and 3 are put next to each other in Table 4. The mode shapes are compared by computing the (squared) correlation between the components of the modal vectors, which have been measured in both the AVT and the

entre as componentes dos vectores modais que foram medidas, tanto no ensaio de vibração ambiente como no ensaio de vibração livre. Esta correlação elevada ao quadrado é denominada de critério de garantia modal (MAC, na sigla em inglês) em análise modal. A figura 8 mostra que as formas modais de vibração ambiente e de vibração livre são muito similares. Observando a tabela n.º 4, verificamos que também os quocientes de amortecimento e as frequências normais são muito semelhantes. Em geral, os quocientes de amortecimento não são identificados com tanta certeza. Sabemos que variam com a amplitude das vibrações e que a componente aerodinâmica pode estar presente no ensaio de vibração ambiente devido às velocidades relativamente altas do vento, medidas durante algumas das configurações. Parece que as frequências normais do ensaio de vibração livre são sistematicamente mais baixas do que suas contrapartidas do ensaio de vibração ambiente.

FVT. This squared correlation is called modal assurance criterion (MAC) in modal analysis. Figure 8 shows that the AVT and FVT mode shapes are very similar. From Table 4, it is clear that also the natural frequencies and damping ratios are very much alike. In general, damping ratios are identified with larger uncertainty. It is known that they vary with the magnitude of vibrations and that an aerodynamic component may be present in the AVT due to the relatively high wind speeds measured during some of the setups. It appears that the FVT natural frequencies are systematically lower than their AVT counterparts.

Tabela 4 – Comparação dos parâmetros modais AVT e FVT, obtidos através do método de identificação do subespaço estocástico

Table 4 – Comparison of AVT and FVT modal parameters obtained with stochastic subspace identification

TIPO DE MODO TYPE OF MODE	EVA ISE AVT SSI		EVL ISE FVT SSI	
	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)
BT1	0.302	1.47	0.293	1.12
BV1	0.339	0.52	0.337	0.39
BV2	0.458	0.44	0.455	0.31
T1	0.468	0.43	0.466	0.27
		0.590	1.30	
BV3	0.649	0.72	0.647	0.56
T2	0.711	1.09	0.705	0.74
BV4	0.817	0.44	0.814	0.50
T3			0.917	0.48
BV5	0.987	0.74	0.982	0.76

CONCLUSÕES

Este estudo apresentou a identificação modal experimental e a correlação de elementos finitos da Ponte Vasco da Gama com base no resultado dos ensaios de vibração ambiente e de vibração livre. O processamento do banco de dados de alta precisão utilizou a técnica de selecção de picos e o método de identificação do subespaço estocástico. Os resultados obtidos permitem-nos tirar as seguintes conclusões:

- os níveis de vibração da ponte suspensa por cabos sob excitação ambiente são muito baixos, mesmo para velocidades significativas de vento;
- o sistema de medição usado nos ensaios de vibração ambiente e de vibração livre baseados nos resultados registados pelos gravadores de movimentos fortes triaxiais independentes, convenientemente programados e sincronizados por um computador portátil, revelou ser uma solução adequada e eficiente, evitando o uso de várias centenas de metros de cabos eléctricos e permitindo a aquisição de dados integrais num período de tempo relativamente curto;
- um grande número de modelos poderá ser identificado numa faixa de baixa frequência (0 Hz-1 Hz) a partir das vibrações ambiente de baixo nível, usando sensores dedicados às aplicações da engenharia civil, recolhendo longos registos de resposta e usando o processamento adequado dos sinais e das técnicas de análise modal;
- os resultados da identificação do subespaço estocástico confirmaram os resultados anteriores obtidos através do método de selecção de picos;
- o ensaio de vibração livre pareceu ser muito útil como ensaio complementar, pois permitiu não só verificar a identificação de quocientes de amortecimento anteriores mas, essencialmente, a identificação exacta dos quocientes de amortecimento modal, cujo conhecimento é particularmente relevante no estudo da estabilidade aerodinâmica da Ponte.

CONCLUSIONS

This paper presented the experimental modal identification and finite element correlation of Vasco da Gama cable-stayed bridge, based on the performance of ambient and free vibration tests. The high quality database created was processed using both the conventional peak-picking technique and the modern stochastic subspace identification method. The results obtained allow to draw, in particular, the following conclusions:

- The levels of vibration of the cable-stayed bridge under ambient excitation are very low, even for significant wind speeds;
- The measurement system used in the ambient and free vibration tests, based on the use of independent triaxial strong motion recorders conveniently programmed and synchronised by a portable PC, revealed to be a very efficient and comfortable solution, avoiding the use of several hundred meters of electric cables and permitting the integral data acquisition in a relatively short period of time;
- A large number of modes could be identified in a low-frequency range (0-1Hz) from low-level ambient vibrations using sensors dedicated to Civil Engineering applications, collecting long records of response and using appropriate signal processing and modal analysis techniques;
- The stochastic subspace identification results confirmed earlier results obtained with peak-picking;
- The free vibration test seemed to be quite useful as a complementary test that permitted not only to check the previous modal identification from ambient data, but essentially the very accurate identification of modal damping ratios, whose knowledge is particularly relevant in terms of the study of the aerodynamic stability of the bridge;

In Civil Engineering, it has always been a challenge to experimentally determine damping ratios. For this aim, typically free vibrations tests were performed. Ambient data was only used to identify

Na engenharia civil, foi sempre um desafio determinar experimentalmente os quocientes de amortecimento. Nesse sentido, foram realizados os ensaios de vibrações tipicamente livres. Dados da vibração ambiente foram usados somente para identificar as frequências *Eigen* através do método de selecção de picos. Embora o ensaio de vibração livre ainda continue a ser interessante do ponto de vista da comparação, a necessidade de executar esse ensaio é menor se for aplicado o método de identificação do subespaço estocástico aos dados ambiente, porque este método determina com exactidão as frequências *Eigen*, as formas modais e os quocientes de amortecimento de uma estrutura vibratória. Em geral existe uma excelente correlação entre os parâmetros modais identificados e os parâmetros modais correspondentes calculados com base no modelo identificado de elementos finitos em 3D, desenvolvido no estágio do projecto, embora algumas pequenas diferenças possam ser encontradas, como no caso dos múltiplos modos identificados associados à segunda torção mais modo numérico da flexão transversal, relacionado com as frequências locais dos cabos, ou o modelo da terceira torção, na qual não foi experimentalmente detectada nenhuma componente de flexão transversal.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro fornecido pela Fundação Científica Portuguesa - FCT em termos dos projectos de pesquisa PBIC/CEG/2349/95 e PRAXIS/ECM/13251/98, bem como a colaboração fornecida pela empresa Novaponte e pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC.

the eigenfrequencies through peak picking. Although a free vibration test remains interesting for comparison, the need to perform such a test is less present when applying stochastic subspace identification to the ambient data as this method accurately determines the eigenfrequencies, mode shapes and also the damping ratios of a vibrating structure.

There is in general an excellent correlation between modal parameters identified and the corresponding parameters calculated on the basis of the 3D finite element model developed at the design stage, though some small differences can be found, as it is the case of the multiple modes identified associated to the 2nd torsion + transversal bending numerical mode, related with local stay cable frequencies, or the 3rd torsion mode, in which no transversal bending component was experimentally detected.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the financial support obtained from the Portuguese Scientific Foundation FCT in terms of the research projects PBIC/CEG/2349/95 and PRAXIS/ECM/13251/98, as well as the collaboration provided by Novaponte and LNEC.

NOTAS BIBLIOGRÁFICAS / REFERENCES

- [1] CUNHA, A.; CAETANO, E. & DELGADO, R. *Dynamic Tests on a Large Cable-Stayed Bridge. An Efficient Approach*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 6, No.1, 2001, pp. 54-68.
- [2] CAETANO, E. *Dynamics of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction*, Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering of the University of Porto, Portugal, 2001.
- [3] FELBER, A. *Development of a hybrid bridge evaluation system*; Ph.D. Thesis, University of British Columbia (UBC), 1993.
- [4] PEETERS, B. *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*; Ph.D. Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
- [5] PEETERS, B.; DE ROECK, G.; CAETANO, E. & CUNHA, A. *Dynamic study of the Vasco da Gama Bridge*, International Conference on Noise and Vibration Engineering, ISMA 2002, Leuven, Belgium, 2002.



Escavações profundas em solos moles

Soluções clássicas e novas soluções para controlo dos movimentos

Deep excavations in soft soils

Classic and new solutions for movement control

Manuel Matos Fernandes

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP)
Full Professor, Department of Civil Engineering
Porto University School of Engineering (FEUP)

Jorge Almeida e Sousa

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC)
Lecturer, Department of Civil Engineering,
Coimbra University School of Science and Technology (FCTUC)

EVOLUÇÃO NO CONTROLO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À ESCAVAÇÃO

A realização de escavações profundas em maciços de solos argilosos moles tem constituído, de há muitas décadas, um desafio particularmente estimulante para a engenharia civil e para a geotecnia em particular.

O facto de os grandes centros urbanos tenderem a localizar-se no litoral dos continentes e, muitas vezes, junto a grandes rios, logo em zonas geologicamente muito recentes, torna frequente tal tipo de obras, muitas vezes ligadas a projectos rodoviários ou ferroviários ou à construção de parques de estacionamento subterrâneos em novos edifícios ou sob áreas públicas. Da bibliografia são conhecidas referências a obras similares em cidades como Oslo, Lisboa, Chicago, São Francisco ou Singapura.

Sendo tais obras tipicamente intervenções urbanas, desde sempre se atribuiu grande atenção aos impactes das mesmas no espaço envolvente, muito em particular no que respeita aos movimentos associados à escavação.

A este propósito, é bem conhecida a carta de assentamentos de Peck (1969), representada na figura 1, que ilustra de forma particularmente clara as difi-

DEVELOPMENT OF MOVEMENT CONTROL RELATED TO EXCAVATIONS

The construction of deep excavations in soft clay soils has been a stimulating challenge in civil engineering and particularly in geotechnics for several decades.

Due to the fact that large urban centres tend to be located on the coasts of continents and often near large rivers in geologically recent zones, deep excavations have become common and are frequently associated with roadway or railway designs or construction of underground car parks in new buildings or public areas. References to similar works in Oslo, Lisbon, Chicago, San Francisco and Singapore are well known from the literature.

As these are typical urban projects, it is important to analyse the environmental impacts related to the associated excavation movements.

The settlement map proposed by Peck (1969) is well known (figure 1). It clearly illustrates the difficulties that soft soils present for urban excavations. The typical size of the settlements that were induced for excavations in soft soils was higher by 1 to 2%. Today, excavations are frequently deeper than 20 metres, so it could be surmised that the tendency for

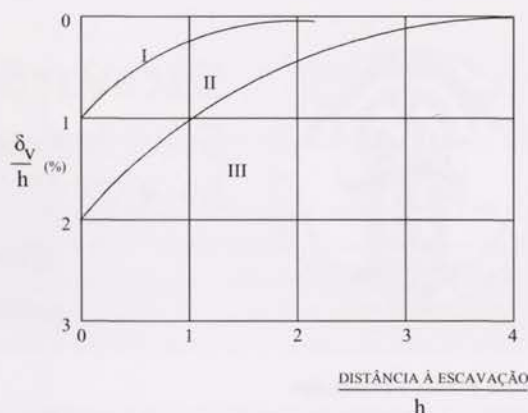
culdades que os solos moles sempre colocaram às escavações urbanas. Com efeito, a grandeza típica dos assentamentos observados induzidos pelas escavações em solos moles ultrapassava à época 1 % a 2 % da profundidade da escavação. Para as profundidades que hoje são atingidas, ultrapassando com frequência a vintena de metros, pode facilmente constatar-se que, a manter-se a tendência expressa pela figura, os danos nas estruturas e nas infra-estruturas vizinhas seriam extremamente graves.

É interessante neste ponto observar que a publicação da carta de assentamentos mencionada coincidiu sensivelmente com uma "viragem técnica" que produziu efeitos muito positivos no que concerne à questão do controlo dos movimentos associados à escavação. Tal viragem envolveu progressos substanciais nas tecnologias de construção e nos meios de análise empregues pela comunidade técnica.

A principal inovação tecnológica consistiu no método das paredes de betão armado moldadas no terreno (também designadas por paredes diafragma), cujo emprego se generalizou a partir do fim da década de 60, com especial incidência na Europa. É bem conhecido que tais paredes oferecem como principais vantagens, de entre outras:

- a instalação prévia à escavação geral, com muito reduzida descompressão do terreno associada à sua construção;
- a elevada rigidez à flexão, podendo ser usadas espessuras da ordem de 1 m ou superior;
- a facilidade de atravessar elevadas possanças de solos moles, podendo o seu pé ser selado em camadas rijas a grande profundidade.

Abordando agora o progresso relacionado com os meios de análise, ele esteve essencialmente ligado ao advento, a partir do princípio da década de 70, da aplicação dos modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos aos problemas genericamente designados por interacção solo-estrutura. Deve ser chamada a atenção para o facto de a importância dos modelos de elementos finitos ter excedido largamente a sua contribuição para as previsões do



I - Areias e argilas médias a rijas ($c_u > 25\text{kPa}$). Mão de obra média.
 II - a) Argilas muito moles a moles ($c_u < 25\text{kPa}$).
 1 - Pequena profundidade de argila abaixo da escavação
 2 - Grande profundidade de argila abaixo da escavação mas $N_b < N_{bc}$
 b) Assentamentos afectados por dificuldades construtivas.
 III - Argilas muito moles até grande profundidade abaixo da escavação e com $N_b > N_{bc}$.

Figura 1 - Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969)

Figure 1 - Predicted settlements near excavations supported by traditional flexible structures (Peck, 1969)

damage to structures and surrounding infrastructures would be extremely severe (figure 1).

It is important to observe that at the same time the proposed settlements map was published, new technical modifications were introduced with positive effects associated with ground movement control in excavations. This new situation is associated with new construction technologies and design methods adopted by the technical community.

The principal technological innovation was related to the construction of concrete bored reinforced walls (diaphragm walls) introduced in Europe in the late 1960s. Diaphragm walls have the following advantages:

- construction with reduced ground decompression;
- high resistance to bending, with thickness of 1m or higher;
- quite easy to pass through deep soft soil in order to be sealed in stiff deep layers.

Regarding progress in analysis methods, essentially from its advent in the early 1970s, it was associated with the application of numeric models based

comportamento das obras em cujo projecto foram directamente aplicados. Com efeito, ao incrementarem enormemente a capacidade de análise dos complexos fenómenos envolvidos nos problemas em causa, tais modelos vieram fazer luz sobre numerosas questões e, muito em particular, sobre os factores que mais acentuadamente determinam os movimentos associados à escavação. Ora, este vasto capital de conhecimentos foi progressiva e rapidamente assimilado pelo meio técnico e logo aplicado na prática da generalidade dos projectos e obras mais recentes.

Foi essencialmente com base neste binómio, novas tecnologias-novos métodos de análise, que nas últimas décadas se realizaram consideráveis progressos nas obras envolvendo escavações profundas em solos argilosos moles, com controlo dos movimentos na vizinhança dentro de limites muito mais reduzidos do que os consagrados na carta de assentamentos de Peck. Isto mesmo pode ser atestado observando a figura 2, que mostra grande número de resultados de observação de obras disponíveis no início da década de 90 sobrepostos na referida carta.

on the finite element method in soil-structure interaction problems. It is important to stress that the role of finite element models has largely exceeded its contribution to the predicted behaviour of directly applied excavation projects. With the analyses of these complex problems the models have drawn attention to several factors associated with the excavation movements. This knowledge was used for the design and construction of recent projects.

The combination of new technologies with new methods for analyses has allowed considerable progress in deep excavations in soft soils over the last decades, with the control of movement around the structures, within lower limits that were proposed by the Peck map. The results of the available observed data of several works in the beginning of the nineties plotted in the Peck map are shown in figure 2.

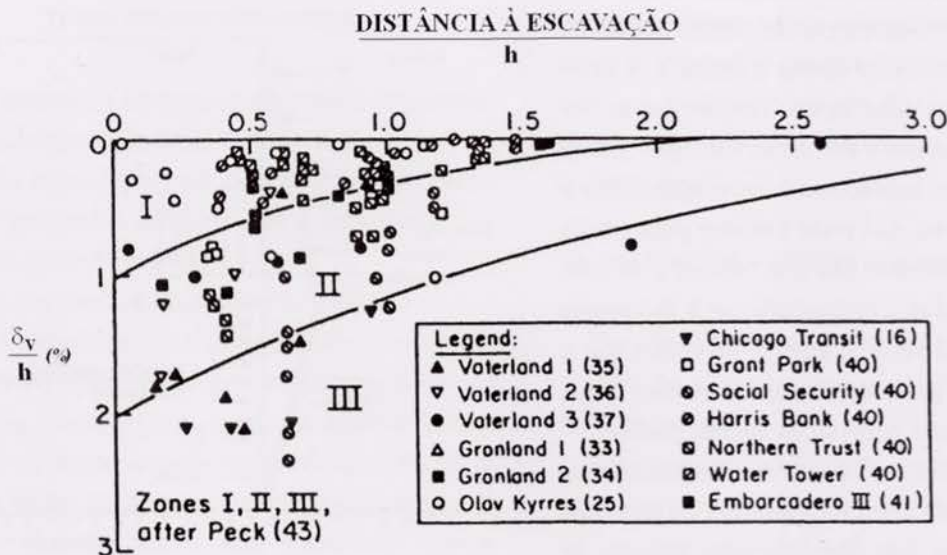


Figura 2 – Assentamentos observados junto de escavações em argilas moles a médias sobrepostos na carta de Peck (Clough & O'Rourke, 1990)
Figure 2 – Settlements observed near the excavations in soft to medium clays plotted in Peck map (Clough & O'Rourke, 1990)

DEPENDÊNCIA DOS MOVIMENTOS EM RELAÇÃO À ESTABILIDADE DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

Neste ponto será porventura útil reflectir por que razão tendem a ser muito elevados os movimentos associados a escavações em solos argilosos moles e por que razão tais movimentos tipicamente abarcam uma área extensa nas vizinhanças da obra.

Para isso é indispensável definir o chamado número de estabilidade da base da escavação, N_b , que é a razão da tensão total ao nível da base da escavação, γh , pela resistência não drenada do maciço subjacente, c_u :

$$N_b = \gamma h / c_u$$

De forma muito simplificada, quando aquele número ultrapassa o chamado "valor crítico", N_{bc} , que nas condições mais correntes é da ordem de 7 a 9, o peso da massa de terreno lateral à escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente; desta forma, este solo tende a fluir lateralmente, provocando o levantamento do fundo da escavação. É o bem conhecido fenómeno da rotura do fundo, que envolve a formação de uma extensa massa de solo plastificada invadindo a escavação, com consequentes movimentos de grandes proporções estendendo-se até à superfície do terreno.

É sabido que a forma de viabilizar escavações em que o número de estabilidade ultrapassa o valor crítico consiste no prolongamento de cortina abaixo da base da escavação. Como ilustra a figura 3, à parte enterrada da cortina cabe, nessas circunstâncias, suprir o défice de pressões de terras (do tipo "passivo"), que o maciço subjacente à escavação, dada a sua baixa resistência, não pode fornecer para equilibrar as elevadas pressões (do tipo "activo") do lado das terras suportadas. Compreender-se-á facilmente que, nesta perspectiva, é altamente favorável que o pé da cortina seja prolongado até um estrato firme, em alternativa a uma penetração apenas parcial.

A figura 4 mostra a evolução dos deslocamentos com o coeficiente de segurança à rotura do fundo da escavação - sendo este definido pelo método de Terzaghi, que não considera o efeito da parte enterrada da parede, o que significa que valores do

MOVEMENT VARIATION IN RELATION TO THE STABILITY OF THE BOTTOM OF THE EXCAVATION

It is important to analyse the reasons for the high values of movements in soft clay excavations and the extension of the influenced zone around the projects.

The stability number N_b of the excavation base is defined as the ratio between total stress, at excavation base level, γh , by the undrained soil strength c_u .

$$N_b = \gamma h / c_u$$

In a simplified manner, when this number is higher than the critical value N_{bc} (a value of 7 to 9 can be considered for the present purposes), the weight of the material near the excavation is higher than the bearing capacity of the ground, and the soil begins to move laterally, with the heaving of the excavation. With this failure at the bottom of the excavation, an extensive plastic soil mass moves inside the excavation zone provoking large ground movements.

In order to prevent this situation, when the stability number is higher than the critical value, the

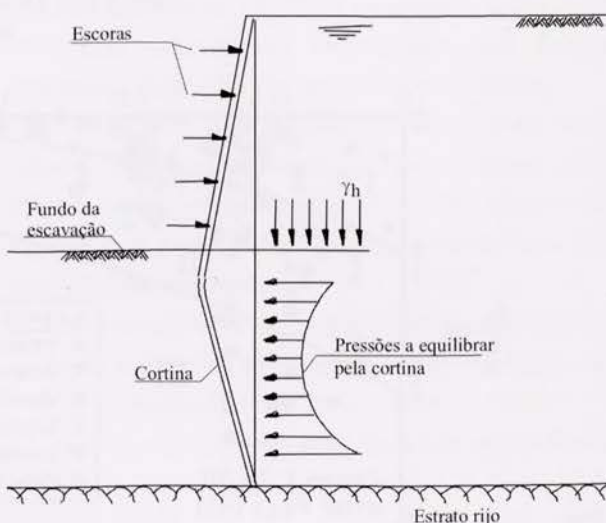


Figura 3 - Prolongamento da cortina para assegurar a estabilidade do fundo da escavação

Figure 3 - Length of diaphragm wall to ensure excavation base stability

coeficiente de segurança inferiores à unidade não correspondem a roturas, mas sim a escavações em que o número de estabilidade ultrapassa o crítico. A figura reúne resultados da observação de obras com predominância para soluções com cortinas de estacas pranchas de aço com penetração parcial ou total.

É patente da análise da figura que, quando o coeficiente de segurança se aproxima da unidade, ocorre um muito acentuado crescimento dos deslocamentos laterais da parede. Para o efeito do confronto simplificado desta figura, em que se reportam deslocamentos laterais máximos da cortina, com as figuras 1 e 2, respeitantes a assentamentos, poderá considerar-se, em primeira aproximação, que os valores máximos dos dois tipos de deslocamentos são em regra relativamente próximos neste tipo de solos.

Os resultados agora apresentados sugerem que nas escavações com números de estabilidade da base próximos ou superiores ao crítico, sendo a parte enterrada da parede solicitada de forma muito severa, um apertado controlo dos movimentos exige soluções de outra natureza. Estas soluções têm consistido basicamente no uso de cortinas de paredes moldadas de betão armado de elevada espessura com o pé selado no firme.

A SOLUÇÃO DO METRO DE OSLO TÚNEL STUDENTERLUNDEN

Caso notável da construção em solos moles constitui a solução usada no túnel Studenterlunden, no centro de Oslo, túnel duplo para metropolitano e comboio, escavado em argilas sensíveis com o substrato a profundidades entre 35 e 40 m.

Tendo em conta a muito grande distância entre a base da escavação e o substrato, a solução adoptada não envolveu neste caso o prolongamento da cortina até ao firme. Como mostra a figura 5a, as duas paredes moldadas de betão armado longitudinais com 20 m de altura foram travadas, abaixo da laje de fundo do túnel, por paredes transversais, construídas previamente à escavação, também pela técnica das paredes moldadas no terreno.

diaphragm wall should be plugged beneath the base of excavation. The length of the diaphragm wall beneath the excavation base mobilizes the passive pressure to balance the active pressure due to the supported soil, as shown in figure 3. To achieve this objective, the diaphragm wall should be sealed in stiff layers and partial sealing should be avoided.

The variation of displacements versus the safety factor of the excavation base is shown in figure 4. This safety factor is defined by the Terzaghi method and the effect of the buried section of the wall is not considered, so values of safety factors lower than 1 are not failures, but are in excavations where the stability number is greater than the critical value. In figure 4 the instrumentation data is shown for metal sheet pile walls with partial or total sealing. It can be noticed that when the safety factor is near 1, there is an increase in the lateral displacement wall values. For a simplified approach it can be considered that the lateral displacement values of figure 4 are similar to the settlement values of figures 1 and 2, considering maximum displacement values for these types of soils.

From these results, it can be concluded that in excavations with stability numbers near or higher than the critical value, new solutions are needed for close control of ground movement. These solutions are related to the construction of thick reinforced concrete bored diaphragm walls and sealed in the stiff soil.

OSLO METRO – STUDENTERLUNDEN TUNNEL

The Studenterlunden Tunnel, built in the centre of Oslo, is a remarkable example of tunnel construction in soft soils.

This double tunnel for the Metro and railway was excavated in soft clays with bedrock 35-40m deep.

The diaphragm walls did not reach the bedrock due to this high depth between the base of the excavation and the bedrock. The two longitudinal

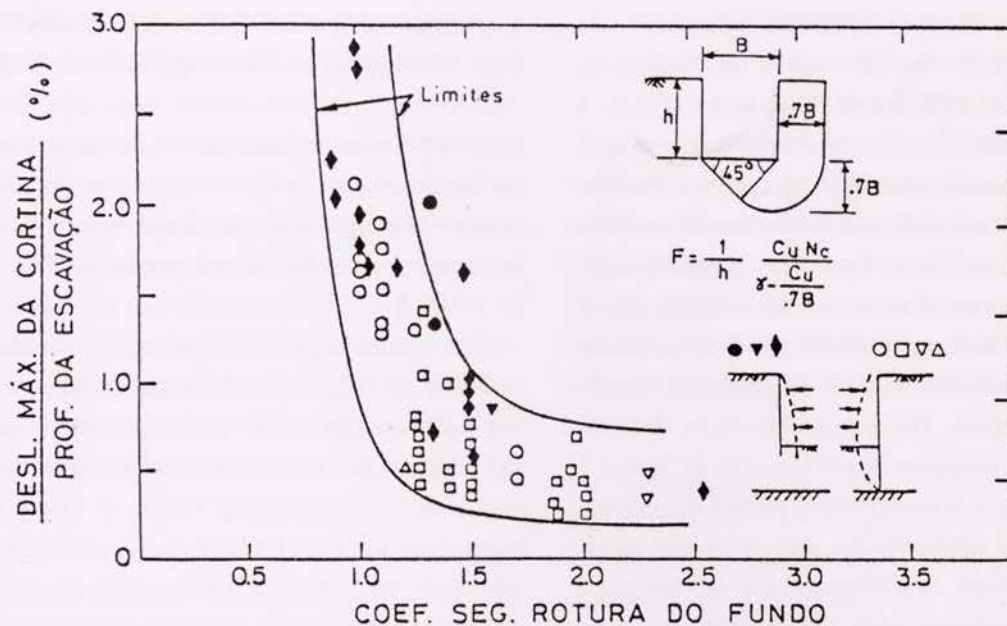


Figura 4 – Dependência dos deslocamentos laterais da cortina em relação ao coeficiente de segurança à rotura do fundo em argilas (Clough e Reed, 1984)
 Figure 4 – Variation of displacements versus safety factor of excavation bottom in clay materials (Clough and Reed, 1984)

Estas paredes transversais ofereceram condições de travamento muito favoráveis às cortinas longitudinais durante a execução faseada da escavação; por outro lado, ao compartimentarem o solo subjacente à escavação em blocos limitados nos quatro lados por paredes de betão, asseguraram a estabilidade do fundo. Desta forma, os deslocamentos observados, representados na figura 5b, assumiram valores máximos da ordem de 0,5 % da profundidade da escavação, bastante inferiores, pois, ao que seria previsível, naquelas condições extremamente desfavoráveis, com soluções tradicionais.

A SOLUÇÃO DO METRO DE LISBOA ESTAÇÃO DO CAIS DO SODRÉ

Descrição da solução

Nos anos mais recentes, o progresso porventura mais relevante nas tecnologias disponíveis para a construção das obras em apreço consistiu na técnica do *jet grouting*. De entre os diversos modos de emprego desta

reinforced concrete bored diaphragm walls, 20 m in height, were shored under the bottom slab of the tunnel, by transverse walls, built previous to the excavation.

These transverse walls provide good conditions for shoring the longitudinal wall during the excavation construction phase; also, due to the soil division in blocks confined on the four sides by concrete walls, bottom stability is guaranteed. The observed maximum displacements, in figure 5b, were about 0.5% of excavation depth, lower than the predicted values by traditional solutions for these extremely unfavourable conditions.

O LISBON METRO – “CAIS DO SODRÉ” STATION

Solution description

Jet grouting is the most relevant technology developed in the last years for underground projects. Among several applications it is important to stress the use of this technology for the construc-

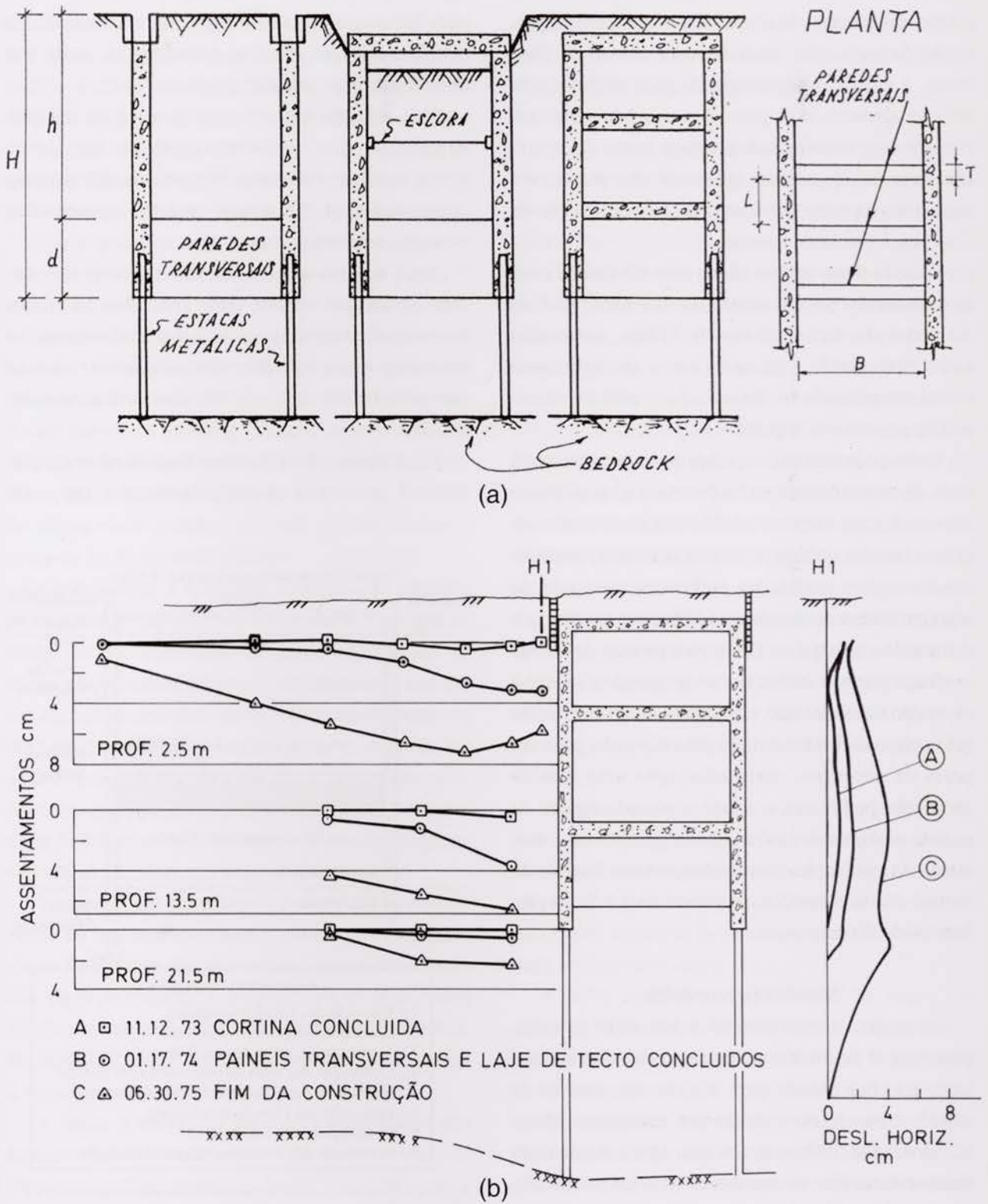


Figura 5 - Túnel ferroviário Studentertunden em Oslo: a) solução adoptada; b) deslocamentos observados (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976)
 Figure 5 - Studentertunden railway tunnel in Oslo: a) adopted solution; b) observed displacements (Eide et al., Karlsrud, 1976)

técnica nas obras de escavação, destaca-se no presente trabalho o seu uso na construção de "lajes" de travamento das paredes de contenção, previamente à execução da escavação, imediatamente abaixo da base desta. A ideia é, pois, em grande parte análoga à da solução apresentada no ponto 3, mas sendo neste caso o travamento materializado por uma massa de terreno tratada com *jet grouting* abarcando em planta, em regra, todo o interior da escavação (daí a designação de "laje" para o volume tratado).

Solução deste tipo foi usada com resultados muito satisfatórios para a construção da estação do Cais do Sodré do metropolitano de Lisboa, construída entre 1994 e 1995. A figura 6 mostra um corte transversal simplificado da estação, bem como o faseamento construtivo seguido.

Como pode observar-se, a laje de *jet grouting* tem 2 m de espessura e sobre ela foi betonada a laje de fundo estrutural. Com a técnica referida, nas aluviões silto-argilosas brandas do local o material reforçado resultante assume valores médios dos parâmetros mecânicos da seguinte ordem de grandeza: 4 MPa para resistência à compressão uniaxial e 1 GPa para o módulo de Young.

O travamento com a laje de *jet grouting* prévio à execução da escavação, conjugado com o fornecido pelas vigas de betão armado pré-esforçado, para suporte da cobertura, executadas após uma fase de escavação preliminar, e, ainda, a elevada rigidez da parede moldada de betão armado permitiram a execução da escavação com deslocamentos laterais da cortina muito reduzidos, da ordem de 0,1 % da profundidade da escavação.

Simulação numérica

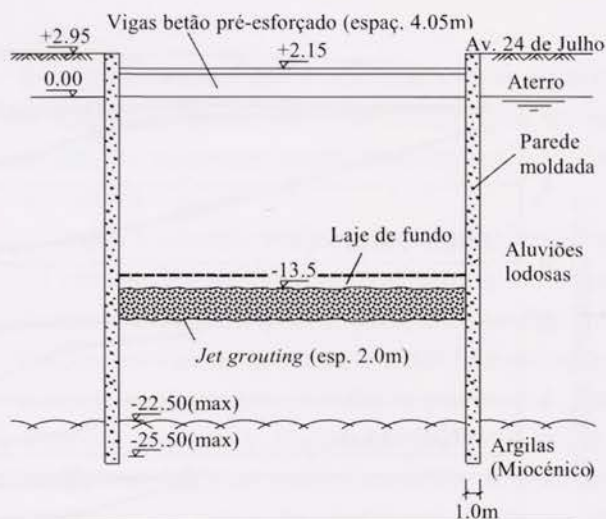
De modo a ilustrar o efeito da laje de *jet grouting*, procedeu-se no âmbito do presente trabalho à simulação da obra usando para o efeito um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos (Cardoso, 1987; Almeida e Sousa, 1998). As análises foram conduzidas em tensões totais e em estado plano de deformação. O maciço e a interface solo-parede moldada foram simulados com comportamento

tion of slabs to shore the diaphragm walls, before beginning excavation. This solution is similar to item 3 but, in this case, the ground improvement is performed by jet grouting between the walls (for this reason it is considered a slab).

This solution was successfully used for the construction of Cais do Sodré station of the Lisbon Metro between 1994 and 1995. A simplified transverse profile of the station and the construction phasing is shown in figure 6.

The 2m thick jet grouting slab supports the concrete structural bottom slab. With this technique the reinforced silt-clays alluvia materials exhibit the following average mechanical parameters: uniaxial compression strength – 4 MPa and Young modulus – 1 GPa.

Jet grouting slab shoring associated with prestressed reinforced concrete beams for the cover



Faseamento construtivo	
1 -	Execução das paredes moldadas.
2 -	Execução da laje de <i>jet grouting</i> .
3 -	Escavação até cerca da cota 0.00.
4 -	Construção das vigas de coroamento das paredes moldadas e das vigas de cobertura da estação.
5 -	Escavação até à laje de <i>jet grouting</i> .
6 -	Construção da laje de fundo.
7 -	Construção das estruturas internas da estação.

Figura 6 - Corte transversal e faseamento construtivo simplificados da estação do Cais do Sodré do metropolitano de Lisboa

Figure 6 - Transverse profile and simplified constructive phasing of "Cais do Sodré" station of Lisbon Metro

elástico perfeitamente plástico, enquanto todos os elementos estruturais, bem como a laje de *jet grouting*, foram admitidos com comportamento elástico linear. As análises simularam o faseamento construtivo descrito na figura 6 entre as fases 3 e 5. Admitiu-se, por isso, que a construção das cortinas de paredes moldadas no terreno e da laje de *jet grouting* não alteraram o estado de tensão de repouso no maciço, como é corrente em estudos similares.

Numa primeira fase, foram realizados dois cálculos com e sem laje de *jet grouting*. A figura 7 mostra os resultados finais no que respeita aos deslocamentos horizontais e aos momentos flectores na parede. Os valores máximos das duas grandezas diferem na proporção de 1:3 e 1:2 nos cálculos com e sem laje de *jet grouting*, respectivamente. Ambos os diagramas de deslocamentos e de momentos flectores para o cálculo com laje de *jet grouting* ilustram de forma clara o efeito favorável do travamento a cerca de 18 m de profundidade.

Naturalmente, a realização da escavação sem laje de *jet grouting* e apenas com o travamento das vigas de betão armado superiores foi acima considerada de modo a servir como referência comparativa, e não como alternativa plausível em face das condicionantes da obra em causa. Solução variante possível, digamos até aquela que se afiguraria mais óbvia dentro das soluções convencionais, seria a de complementar o uso das vigas de cobertura com dois níveis de escoras de aço de elevada secção dispostas entre as duas cortinas.

Tendo isto em consideração, procedeu-se à realização de um terceiro cálculo, considerando a escavação faseada de modo a incluir, após a construção das vigas de cobertura, a instalação de dois níveis de escoras não pré-esforçadas com eixos às profundidades de 7,5 m e 11,5 m (com escavações prévias à respectiva instalação até 8,5 m e 12,5 m).

A figura 8 mostra os resultados comparados das análises com a solução construída e com a variante com escoramento metálico. Pode observar-se que a solução construída apresenta claras vantagens no que diz respeito aos deslocamentos, fruto do facto – extre-

support (constructed after an initial phase of excavation) and the high stiffness of the reinforced concrete diaphragm wall have contributed to an excavation with reduced lateral wall displacements around 0.1% of excavation depth.

Numerical model

The effect of the jet-grouting slab was analysed by a FEM model (Cardoso, 1987; Almeida e Sousa, 1998). Plane strain analyses with total stress were performed. For the soil and interface elements between wall-soil, an elastic-plastic behaviour was considered, and for the structural elements and jet grouting slab, an elastic linear behaviour was assumed. The construction phasing indicated in figure 6, between phases 3 and 5, were simulated. No modification of the initial stress state effects for the diaphragm walls and jet grouting slab construction was observed, as in other studies..

The final horizontal displacement and wall bending moment values are shown in figure 7. For the analyses with and without the jet grouting slab, the maximum values of these quantities varies 1:3 and 1:2, respectively. The results of displacements and bending moments for the analyses with jet grouting slab indicate the benefits of an 18m deep shoring.

The excavation solution without the jet grouting slab and with upper reinforced concrete beams was considered as a reference and not as an alternative solution. A possible solution could be the use of reinforced concrete upper beams associated with high section steel stays.

A third analysis was performed to study the effect of reinforced concrete upper beams associated with two levels of stays at 7.5m and 11.5m depth (with excavations until 8.5m and 12.5m deep).

A comparison between the implemented solution and the adopted solution with metal stays is shown in figure 8. The adopted solution has more advantages due to the confining effect of jet grouting before beginning excavation. In addition, the

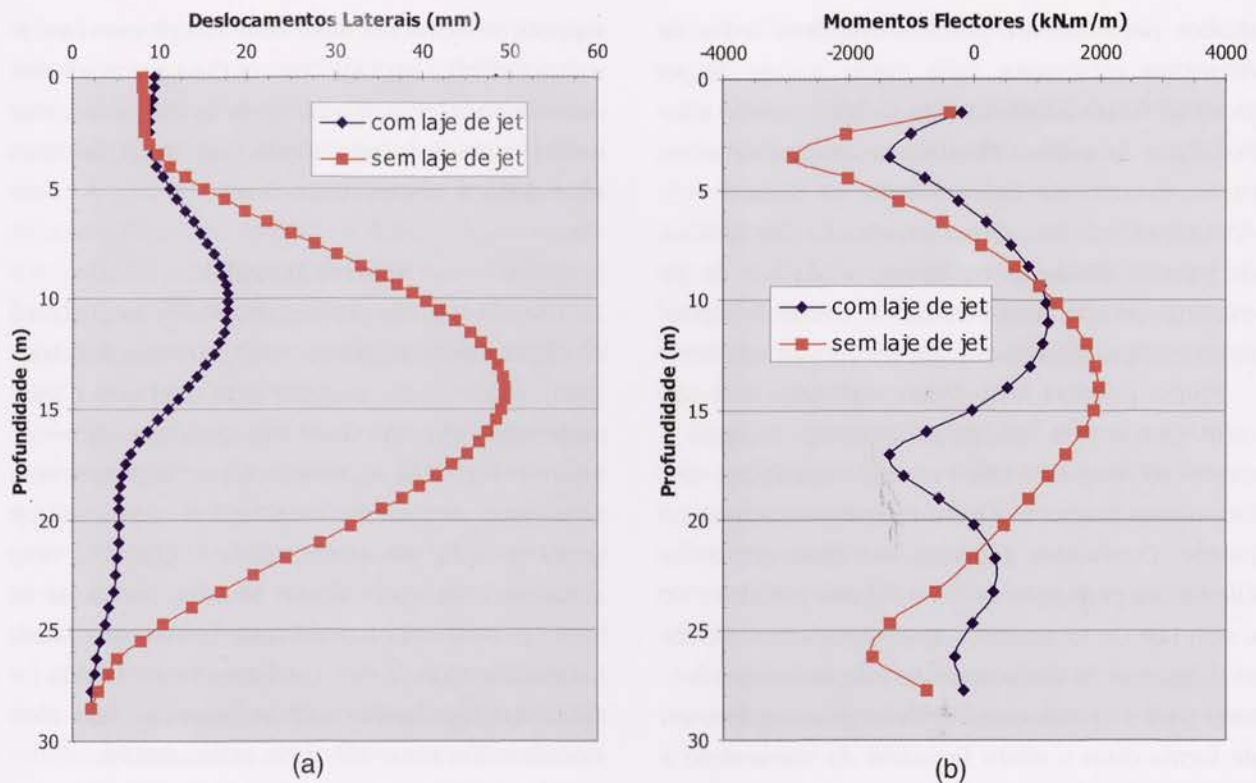


Figura 7 – Deslocamentos laterais da parede (a) e momentos flectores (b) no fim da escavação com e sem o travamento da laje de jet grouting
 Figure 7 – Wall lateral displacements (a) bending moments (b) end of excavation with and without the jet grouting slab shoring

mamente relevante – de o travamento com *jet grouting* ser realizado antes de qualquer escavação. Para além desta vantagem em termos de desempenho, o faseamento construtivo associado à solução com *jet grouting* apresenta ainda vantagens muito significativas.

CONCLUSÕES

As considerações atrás apresentadas permitem adiantar, em jeito de conclusão, o seguinte:

- nas escavações em espessos estratos de argilas moles, o controlo dos movimentos associados a escavações exige uma cuidada concepção da estrutura de suporte abaixo do fundo da escavação;
- o prolongamento da cortina até ao firme, embora seja uma solução clássica, não garante bom desempenho da estrutura; este normalmente exige cortinas de elevada rigidez, o que é em regra feito com recurso à técnica das paredes moldadas no terreno;

jet grouting solution is more beneficial to the construction phasing.

CONCLUSIONS

The following conclusions can be drawn:

- For deep excavations in soft clay soils, careful planning of the retaining wall is important in order to control the movements associated with excavations;
- A wall founded on bedrock does not ensure compliant behaviour of the structure wall; this usually requires rigid walls, which should be constructed using the diaphragm wall technique;
- To control ground movement, shoring of the wall before the excavation can be done by jet grouting, with the construction of a slab to improve the ground, beneath the lowest level of the excavation;

- um ganho muito substancial em termos do controlo dos movimentos é conseguido quando se procede ao travamento da cortina antes da realização da escavação; actualmente, tal pode ser conseguido por meio da técnica do *jet grouting*, nomeadamente com a materialização de uma "laje" de terreno reforçado imediatamente abaixo da base da escavação projectada;
 - este reforço, com o ganho obtido em termos do controlo de deslocamentos e de esforços estruturais, pode permitir a redução do número de apoios estruturais convencionais (lajes ou vigas dos pisos enterrados ou escoras metálicas), facilitando também consideravelmente o faseamento construtivo e o processo de retirada das terras.
- This improvement with positive effects related to the displacement values could allow the reduction of the number of supports (slabs, beams for underground stages or metal thrusts) facilitating the construction phase and the soil excavation.

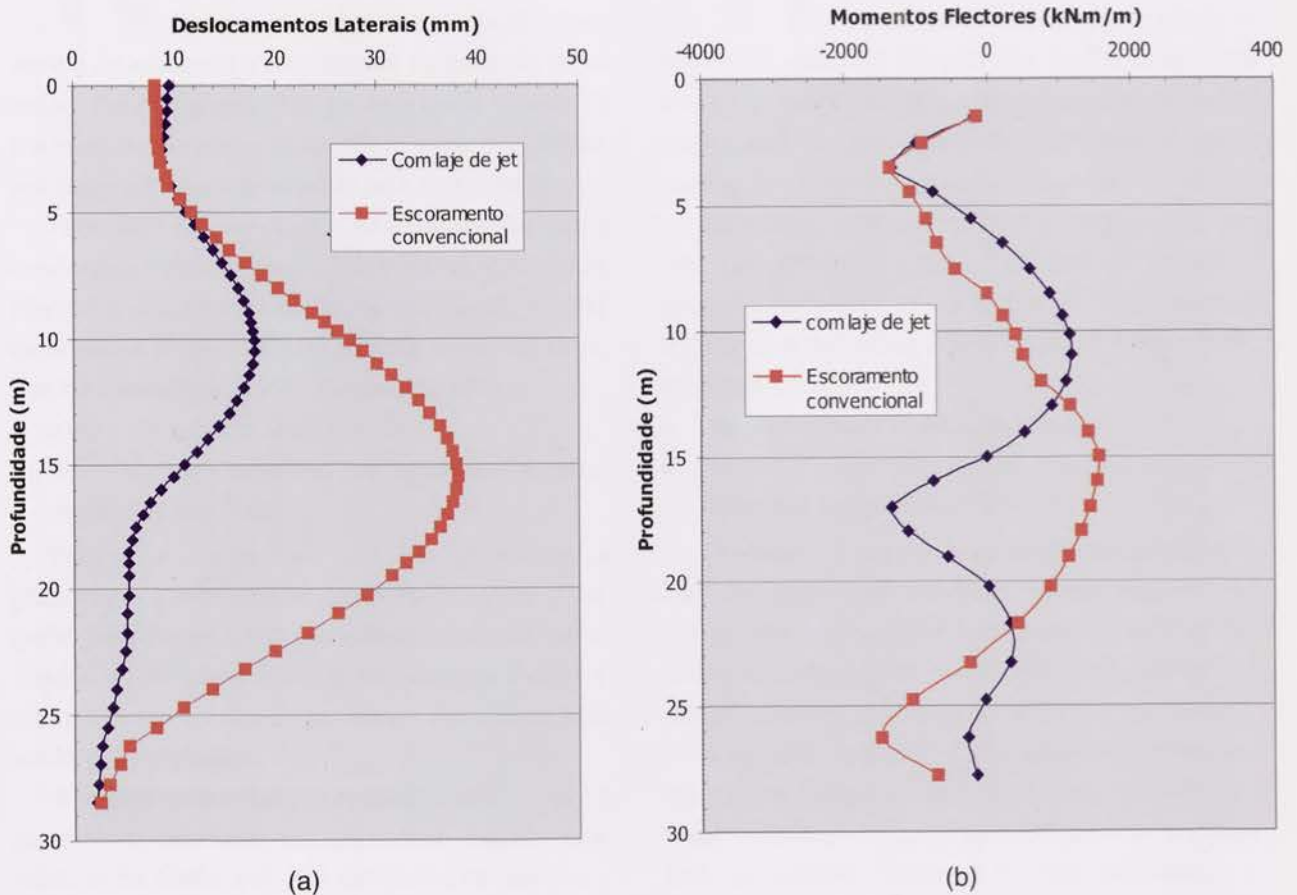


Figura 8 - Deslocamentos laterais da parede (a) e momentos flectores (b) no fim da escavação para a solução construída (com laje de jet grouting) e para uma variante com escoramento convencional
 Figure 8 - Wall lateral displacements (a) bending moments (b) end of excavation with jet grouting slab and conventional stays

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- ALMEIDA E SOUSA, J., *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*, Tese de Doutoramento, FCTUC, 1998.
- CARDOSO, A. S., *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações*, Tese de Doutoramento, FEUP, 1987.
- CLOUGH, G. W. & O'ROURKE, T. D., *Construction induced movements of insitu walls*, Proceedings of the ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470, 1990.
- CLOUGH, G. W. & REED, M. W., *Measured behavior of braced walls in very soft clay*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT1, pp. 1-18, 1984.
- EIDE, O., AAS, G. & JOSANG, T., *Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo*, Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 485-498, 1972.
- KARLSRUD, K., *Contribution for discussion in Session 3*, Proceedings of the Conference on A Review of Diaphragm Walls, ICE, London, pp. 50-52, 1976.
- PECK, R. B., *Deep excavations and tunneling in soft ground*, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, General Report, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290, 1969



A modelação numérica no projecto de túneis em solos

Numerical modelling when planning ground tunnelling

Jorge Almeida e Sousa

Prof. Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da
Faculdade de Ciências e Tecnologia da U. de Coimbra (FCTUC)
Lecturer, Department of Civil Engineering, Coimbra University
School of Science and Technology (FCTUC)

No dimensionamento de um túnel em maciço terroso, a primeira questão que um projectista necessita de resolver é a de assegurar a estabilidade da frente de escavação. Por outras palavras, garantir que a escavação e o maciço envolvente mantenham a sua integridade até que a estrutura de suporte seja completada.

Para além de assegurar a estabilidade durante a escavação, torna-se necessário verificar, quando se efectua o dimensionamento de um túnel, se está garantida a segurança para os dois seguintes cenários de risco (Peck, 1969; Eisenstein, 1986):

- rotura do suporte (inicial e final);
- deformações excessivas em estruturas e infra-estruturas vizinhas.

Para tal é preciso, por um lado, determinar a grandeza e a distribuição das pressões sobre o suporte, bem como os correspondentes esforços mobilizados, e, por outro lado, os movimentos a curto e a longo prazo induzidos no maciço envolvente pela construção do túnel.

A análise global dos três requisitos básicos que o projecto de um túnel em solos deve focar – estabilidade da frente, esforços instalados no suporte e movimentos induzidos pela escavação – exige o recurso à via numérica, particularmente ao método dos elementos finitos, com o qual se torna possível:

When designing a tunnel built through a soil massif, the first question that an engineer needs to resolve is ensuring the stability of the excavation front – in other words, guaranteeing that the excavation and the soil massif involved remain intact until the support structure is completed.

As well as ensuring stability during excavation, when the design of a tunnel is being carried out, it becomes necessary to verify if safety is guaranteed for the two following risk scenarios: (Peck, 1969; Eisenstein, 1986):

- support rupture (initial and final);
- excessive deformations in neighboring structures and infrastructures.

Therefore, it is necessary to determine the size and distribution of pressures on the support and the corresponding effort mobilized as well as the short- and long-term movements induced in the massif involved in the construction of the tunnel.

A general analysis of the three basic requirements that design of a soil tunnel should include – front stability, efforts placed on the support and movements induced by the excavation – requires the numerical route resource, particularly the finite element method, with which the following become possible:

- a consideração da geometria da escavação e das condições do terreno, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático;
 - a consideração do estado de tensão previamente existente;
 - a simulação das diferentes fases construtivas;
 - a integração no cálculo de diferentes equações constitutivas para simular o comportamento dos diversos materiais envolvidos, nomeadamente ao longo do tempo;
 - a consideração da interação maciço-suporte.
- consideration of excavation geometry and ground conditions, namely its stratigraphy and position of the freatic level;
 - consideration of the previously existing state of the tension;
 - simulation of the different construction phases;
 - integration in the calculation of different constitutive calculations to simulate the behavior of the various materials involved, namely for a period of time;
 - consideration of massif-support interaction.

Para o sucesso da aplicação de métodos numéricos na modelação da abertura de túneis em solos, dois aspectos desempenham papel importante. O primeiro diz respeito ao modo como é simulado o processo construtivo, particularmente a sequência de escavação e o momento da colocação do suporte. O segundo concerne à lei constitutiva empregue para simular o comportamento mecânico das diferentes formações interessadas pelas obras.

Relativamente ao primeiro aspecto, são duas as razões que contribuem para a sua importância.

Em primeiro lugar, o comportamento dos solos quando submetidos a tensões de corte é dependente, como se sabe, não só do nível de tensão, como também da história do carregamento. Existindo modelos capazes de traduzirem esta dependência do comportamento mecânico em relação à trajectória de tensões, a correcta simulação numérica das diversas etapas do processo construtivo desempenha um papel fundamental na precisão dos resultados obtidos neste tipo de análise.

Em segundo lugar, as deformações no maciço envolvente, bem como as forças aplicadas nos suportes, são resultantes dos mecanismos de interação solo-estrutura, altamente dependentes dos deslocamentos e distorções que se processam antes da colocação do suporte. Assim, tal como no método convergência-confinamento, também nas análises numéricas resulta necessário ter em consideração no avanço da frente o momento da colocação do suporte.

For the successful application of numerical modelling methods for excavating soil tunnels, two aspects play an important role. The first is with respect to the way the construction process is simulated, particularly the excavation sequence and the moment the support is placed. The second concerns the constitutive law used to simulate the mechanical behavior of the different formations of interest by the works.

In regard to the first aspect, there are two reasons that contribute to its importance:

Firstly, the behavior of the soil when submitted to cutting tensions is dependent, as is known, not only on the tension level but also the loading history. As models capable of translating this dependence on mechanical behavior in relation to the tension trajectory, the correct numerical simulation for various stages in the construction process plays a fundamental role in the precision of results obtained by this type of analysis.

Secondly, the deformations in the massifs involved, as well as the forces applied to the supports resultant from soil-structure interaction mechanisms, highly depends on the dislocations and distortions that are checked before placing the support. Therefore, just as in the convergence-confinement method and also numerical analysis, it becomes necessary to consider the advance of the front at the moment the support is placed.

As a consequence, near the excavation front of a tunnel, whatever the excavation method used

Em consequência de que junto da frente de escavação de um túnel, quaisquer que sejam o método de escavação e suporte adoptados, os equilíbrios gerados são de natureza tridimensional, a definição realista das tensões e dos deslocamentos no maciço envolvente e no suporte deverá obrigar ao emprego de análises numéricas tridimensionais. No entanto, os elevados custos computacionais e as dificuldades na preparação dos dados e no tratamento dos resultados associados às análises tridimensionais limita muitas vezes o interesse da sua utilização na prática corrente, pelo que, ainda hoje, é mais vulgar o emprego de modelos bidimensionais, associados a metodologias que permitem introduzir, ainda que de forma aproximada, o efeito da tridimensionalidade.

Em relação ao segundo dos aspectos referidos, a lei constitutiva deve idealmente reproduzir as características do comportamento do maciço. Sendo este comportamento, muito complexo, tais leis terão que ser muito complicadas e elaboradas, pelo que a sua aplicação na resolução de problemas práticos de engenharia não se justifica na maioria dos casos. Deve-se então recorrer a modelos mais ou menos simplificados, que, embora não capazes de reproduzir todos os aspectos específicos de tal comportamento, consigam atender às características que são relevantes no caso que se pretende analisar.

ANÁLISES TRIDIMENSIONAIS

Com o principal objectivo de conhecer ou melhor compreender e explicar os diferentes fenómenos e mecanismos intervenientes na execução das obras, por forma a que seja possível estabelecer algumas conclusões e recomendações acerca do cálculo de estruturas reais, análises numéricas utilizando formulações tridimensionais têm sido realizadas desde há uns anos, sobretudo para o caso de túneis abertos de forma sequencial, a grande maioria deles de acordo com os princípios do NATM (Katzenbach e Breth, 1981; Almeida e Sousa, 1999; Dias, 1999; Tang et al., 2000).

and support adopted, the balances generated are of a three-dimensional nature. The realistic definition of the tensions and dislocations in the massif involved and support should compel the use of three-dimensional numerical analysis. However, the high computational costs, difficulties in preparing data and dealing with the results associated with three-dimensional analysis, often limits the advantage of its use in current practice, so that even today it is cheaper to use two-dimensional models, associated with the methodologies which allow the introduction of the effect of three-dimensionality, although in an approximate form.

In relation to the second aspect referred to, the constitutive law should ideally reproduce the characteristics of massif behavior. As this behavior is very complex, such laws will need to be very complicated and elaborate and so their application in the resolution of practical engineering problems is not justified in the majority of cases. Therefore, more simple models should be turned to which although not capable of reproducing all the specific aspects of such behavior, they are able to attend to the characteristics that are relevant in the case it intends to analyze.

THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS

With the principle objective of discovery or for a better understanding and to explain the different phenomena and intervenient mechanisms in the execution of works, in the way that it is possible to establish some conclusions and recommendations concerning the calculation of real structures, numerical analysis using three-dimensional formulations have been carried out for some years, above all in the case of tunnels built sequentially. The great majority of these are according to NATM principles (Katzenbach and Breth, 1981; Almeida e Sousa, 1999; Dias, 1999; Tang et al., 2000).

The modelling of a NATM type construction procedure basically consists, as can be seen in figure 1,

A modelação de um procedimento construtivo do tipo NATM consiste basicamente, como se pode ver na figura 1, na desactivação sequencial dos elementos finitos que constituem o maciço a escavar e na activação dos elementos que representam o suporte e, eventualmente, de elementos de junta capazes de simular a interface entre os dois materiais. A possibilidade de reforço do maciço, nomeadamente através de pregagens na frente que têm a função de ancorar a face e o núcleo da escavação no interior do maciço, reduzindo os riscos de rotura da frente exposta e controlando a resposta em termos de deformação da

of the sequential de-activation of the finite elements which constitute the massif to be excavated and activation of the elements which represent the support and, eventually, the joint elements capable of simulating the interface between the two materials. The possibility of reinforcing the massif, namely by bolting the front, which has the function of anchoring the face and excavation core inside the massif, reducing the risks of rupture of the exposed front and controlling the response in terms of cavity deformation, could be easily looked at by activating the elements capable of simulating the inclusions.

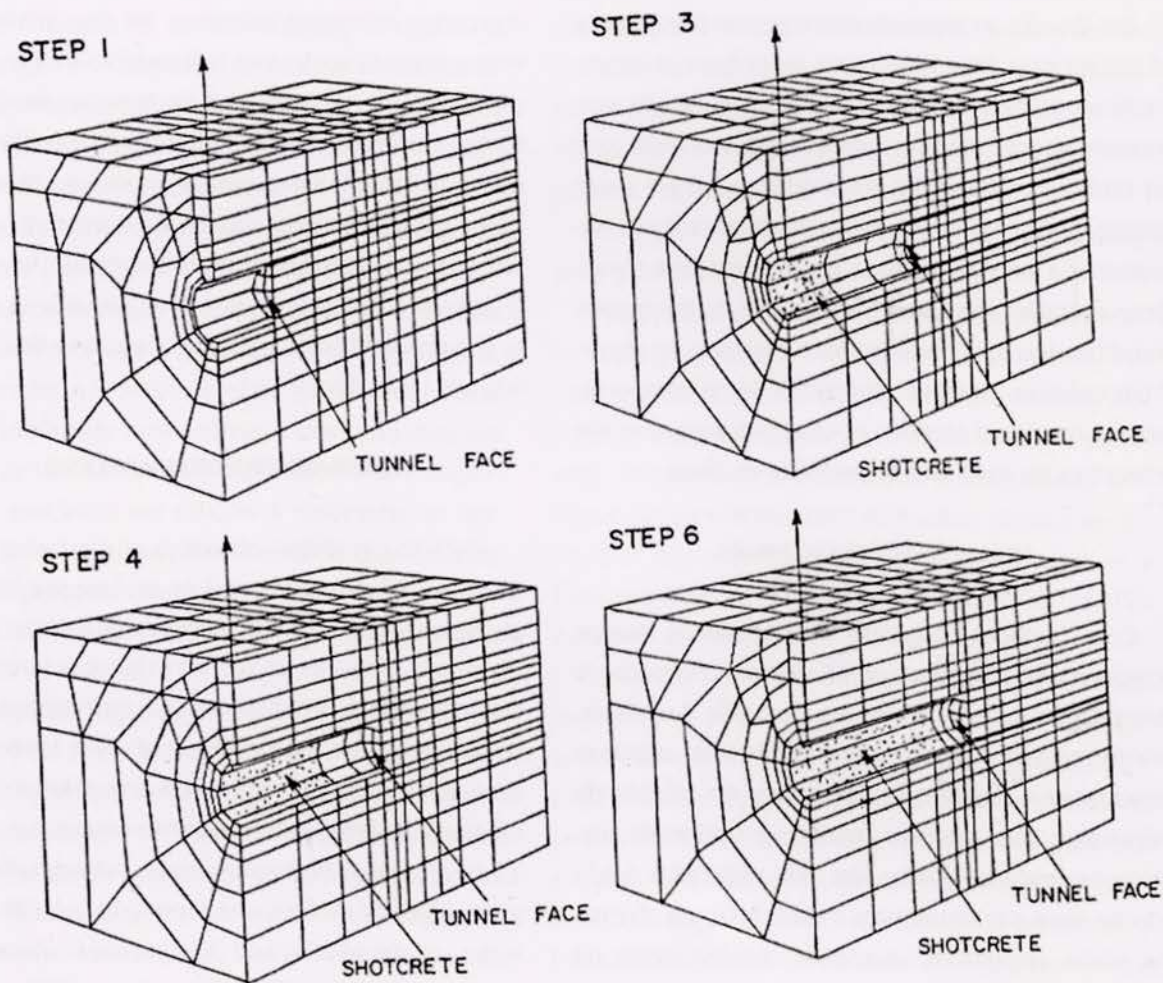


Figura 1 - Simulação numérica da abertura de um túnel construído de acordo com os princípios do NATM (Katzenbach e Breth, 1981)
 Figure 1 - Numerical simulation for the excavation of a tunnel, built in accordance with NATM principles (Katzenbach and Breth, 1981)

cavidade, pode ser facilmente contemplada pela actuação de elementos capazes de simular as inclusões, elementos estes que serão posteriormente removidos quando da escavação do maciço a eles associado.

A principal dificuldade neste tipo de modelação reside na definição da malha de elementos finitos que contemple, à partida, uma distribuição de elementos que permita efectuar as sucessivas fases de escavação e instalação do suporte com a geometria pretendida (Guedes de Melo, 2002).

Sendo o suporte primário deste tipo de túneis, na grande maioria das vezes, constituído por betão projectado, é de esperar que as suas características mecânicas tendam a melhorar em consequência do progressivo ganho de presa. Este efeito pode ser levado em conta alterando as propriedades de cada elemento do suporte em cada fase do cálculo, até se atingir o valor final correspondente ao ganho de presa total.

A razão para o facto de a grande maioria das análises tridimensionais se reportarem a túneis em que o suporte do maciço é aplicado com algum atraso relativamente à escavação é a de a modelação do processo construtivo ser muito mais fácil do que a correspondente a túneis abertos sob a protecção de um escudo. Com efeito, o procedimento construtivo deste último tipo apresenta alguns obstáculos às análises numéricas 3D, nomeadamente no que concerne à forma de modelar o escudo, a aplicação das forças de reacção dos macacos, o vazio que é continuamente criado entre o terreno e o suporte à medida que o escudo avança, a injeção de calda sob pressão e o ganho de presa desta.

De entre as propostas de modelação numérica tridimensional do procedimento construtivo de túneis construídos com escudos, publicadas recentemente na bibliografia, pode-se salientar a de Dias e Kastner (2002) e a de Guedes de Melo (2002). De acordo com esta última proposta, a sequência construtiva (figura 2) é modelada por uma sucessão de passos de cálculo, sendo progressivamente removidos e adicionados elementos à malha inicial, por

These elements will later be removed when the massif excavation is associated to them.

The principal difficulty in this type of modelling is in the definition of the grid of finite elements which, at the outset, looks at a distribution of elements which allows the performance of the successive excavation phases and installation of reinforcement with the intended geometry (Guedes de Melo, 2002).

Being the primary support for this type of tunnel, in the great majority of cases it is formed of shotcrete. It is expected that its mechanical characteristics have a tendency to improve as a consequence of the progressive capture gain. This effect could be taken into consideration, altering the properties of each support element in each phase of the calculation, until the final value is reached, correspondent to the gain in total weight.

The reason for the fact that the great majority of three-dimensional analysis are attributed to tunnels in which the massif support is applied with some delay in relation to the excavation, is that the construction modelling process is much easier than that corresponding to tunnels built with the protection of a shield. In effect, the construction process for this last type presents some obstacles for 3D numerical analysis, namely concerning the way of modelling the shield, application of reaction forces for the massifs, the vacuum which is continuously created between the ground and the support while the shield moves forward, grout injection under pressure and gain of this weight.

Among the proposals for three-dimensional numerical modelling for the construction process for tunnels built with shields, published recently in the bibliography, those of Dias and Kastner (2002) and Guedes de Melo (2002) can be highlighted. In agreement with this last proposal, the construction sequence (figure 2) is modelled by a succession of calculation steps, being progressively removed and elements added to the initial grid, by way of simulating the front excavation, advance of the shield and placing the support and pressures which

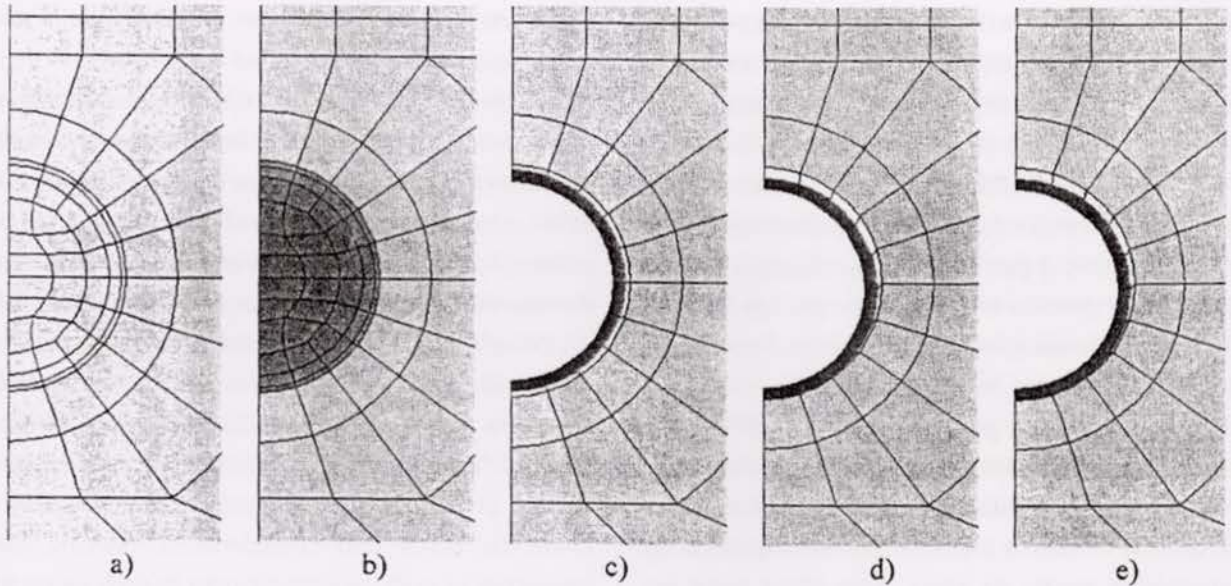


Figura 2 – Sequência de cálculo numa secção: a) solo na situação inicial; b) remoção do solo e instalação do escudo; c) retirada do escudo, instalação do suporte e injeção de calda; d) deslocamento vertical do suporte; e) ganho de presa da calda (Guedes de Melo, 2002)

Figure 2 – Calculation sequence for a section: a) soil in initial situation; b) removal of soil and installation of the shield; c) removal of the shield, installation of the support and grout injection; d) vertical dislocation of the support; e) gain in grout weight (Guedes de Melo, 2002)

forma a simular a escavação na frente, o avanço do escudo e a colocação do suporte, e aplicadas e retiradas as pressões que garantem a estabilidade da abertura até à colocação desse suporte.

Em cada avanço, começa-se por remover os elementos de solo e substituí-los por outros que passam a simular a frente da tuneladora. Estes novos elementos são definidos na face junto à frente por novos nós que os colocam afastados dessa frente, o suficiente para que esta última se possa deformar livremente sobre a acção das pressões de estabilização aplicadas. A modelação destas pressões é efectuada considerando cargas distribuídas na frente, com valor constante, ou com valor linearmente variável em profundidade.

Para o corpo do escudo são apresentados dois tipos de modelação. Num caso, ele é simulado como um cilindro de elevada rigidez, o que permite anular os deslocamentos relativos dos pontos do maciço situados no contorno da escavação. Noutra caso, o escudo é simulado como um cilindro de baixa rigidez no contorno, estando aplicada na superfície escavada uma pressão de transição – de valor intermédio entre a pressão na frente e a aplicada no vazio

guarantee the stability of the excavation until this support is placed, are applied and removed.

With each advance, the elements of soil start to be removed and are substituted by others which go on to simulate the tunneller front. These new elements are defined in the face near the front by new junctions, which place them away from this front, enough so the last one can distort freely on the action for stabilization pressures applied. Modelling of these pressures is carried out considering the loads with a constant value or with a linearly variable value in depth, distributed at the front.

For the shield body, two types of modelling are presented. In one case, it is simulated as a high rigidity cylinder which allows the cancellation of the relative dislocations from the massif points situated on the excavation contour. In another case, the shield is simulated as a low rigidity cylinder on the contour, a transition pressure being applied on the excavated area – of intermediary value between the pressure on the front and applied on the vacuum behind the shield – which allow deformation of the massif in the sense of cavity expansion.

atrás do escudo – que permite a deformação do maciço no sentido da expansão da cavidade.

No passo seguinte é simulado o avanço do escudo. Os elementos que o constituem são desactivados e são activados os elementos que simulam o anel do suporte. Este anel tem um diâmetro exterior inferior ao diâmetro da escavação, deixando-se assim um vazio anelar entre o solo e o suporte. Imediatamente após a instalação deste é imposto aos seus nós um deslocamento vertical de modo que a abertura do vazio ao nível da soleira se anule e ao nível do tecto atinja o dobro do valor inicial. Na simulação do vazio são empregues elementos de baixa rigidez que representam a calda que é injectada para evitar a deformação do solo envolvente. Nestes elementos são aplicadas pressões nas duas faces, uma em contacto com o solo e a outra com o suporte, simulando-se assim o efeito da pressão de injeção.

Finalmente é simulado o ganho de presa na calda que preenche o vazio. Este ganho de presa é simulado através de um aumento da rigidez dos elementos até se atingir a secção onde essa rigidez toma o seu valor máximo e onde as pressões de injeção foram já anuladas.

Note-se que nesta proposta apresentada não foi considerado o efeito das forças de reacção dos macacos que empurram o escudo para a frente, pelo que o comportamento do maciço envolvente não é afectado pela força induzida por atrito ou adesão entre o escudo e o solo.

ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

As dificuldades do tratamento dos equilíbrios tridimensionais, associados aos altos custos computacionais requeridos e à dificuldade encontrada na preparação dos dados e no tratamento dos resultados, faz com que, ainda hoje, a utilização das análises tridimensionais se restrinja a fins de investigação ou ao projecto de grandes obras. Assim, no dimensionamento ou previsão do comportamento estrutural da maioria de túneis, tem-se recorrido

In the following step, the shield's advance is simulated. The elements which form it are de-activated and those which simulate the support ring are activated. This ring has an exterior diameter less than the excavation diameter, so leaving a vacuum to curl between the soil and the support. Immediately after this installation, a vertical dislocation is imposed on their connections in a way that the vacuum opening at the sill level is cancelled and reaches double the initial value at roof level. In simulating the vacuum, elements of low rigidity are employed, which represent the grout which is injected to avoid deformation of the soil involved. Pressures are applied on these elements on the two faces, one in contact with the soil and the other with the support and so simulating the effect of injection pressure.

Finally the gain in weight is simulated in the grout which fills the vacuum. This gain in weight is simulated by an increase in rigidity of the elements until they reach the section where this rigidity takes its maximum value and the injection pressures have already been cancelled.

It is noted that in this proposal, the effect of reaction forces of the massifs which push the shield forward was not considered, since the massif behavior involved is not affected by the force induced by friction or adhesion between the shield and the soil.

TWO-DIMENSIONAL ANALYSIS

Difficulties in dealing with three-dimensional balances, associated with the high computational costs requested, the difficulty found in preparing data and dealing with the results, means that even today, the use of three-dimensional analysis is restricted to investigational aims or the planning of large projects. When designing or predicting structural behavior for the majority of tunnels, therefore, preference has been given to two-dimensional models. The three types of two-dimensional models which have been used are illustrated in figure 3.

preferencialmente a modelos bidimensionais. Na figura 3 são ilustrados os três tipos de modelos bidimensionais que têm sido utilizados.

O primeiro deles é utilizável no caso de túneis profundos, de secção transversal circular, sujeitos a um estado de tensão inicial isotrópico e uniforme. Nestas condições, e desde que a escavação se processe em secção plena, o equilíbrio é axissimétrico, sendo suficiente para a definição do comportamento estrutural a determinação de quatro componentes da tensão e da deformação e de dois deslocamentos. Assim, o problema pode ser resolvido mediante a utilização de uma malha plana, embora com três graus de liberdade por nó.

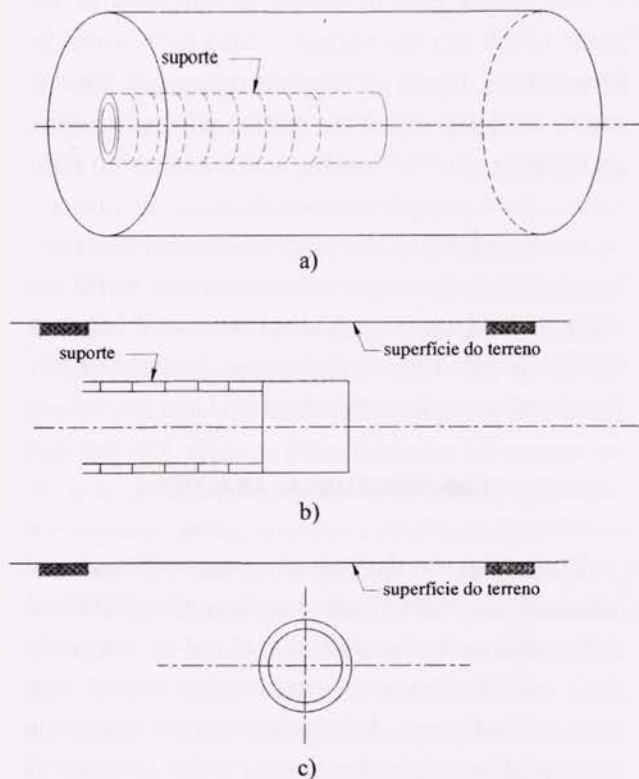


Figura 3 - Tipos de modelos bidimensionais empregues na modelação numérica da abertura de um túnel: a) modelo axissimétrico; b) modelo longitudinal; c) modelo transversal (Clough e Leca, 1989)

Figure 3 - Types of two-dimensional models used in numerical modelling for excavating a tunnel: a) axis-symmetric model; b) longitudinal model; c) transversal model (Clough and Leca, 1989)

The first of these is used in the case of deep tunnels, with a circular transversal section, subjected to a state of initial isotropic and uniform tension. In these conditions and since the excavation proceeds in full section, the balance is axis-symmetric, being sufficient to define the structural behavior, determination of four tension components, deformation and two dislocations. Therefore, the problem can be resolved by using a flat grid, though with three levels of freedom per connection.

Despite being possible to look at the representation of non-symmetric requests (for example the state of initial, non-isotropic tension and variation in tension with depth) using harmonics, the fact that the presence of the free area cannot be considered, makes the use of these models unacceptable for the prediction of the behavior of superficial tunnels, as the great majority of tunnels are built in soil massifs.

The second model, called longitudinal, corresponds to an analysis of flat deformation in a vertical section containing the tunnel axis. This model allows evaluation of the effects (dislocations and tension redistribution) which take place in front of the excavation front and associated with its advance, as well as analyzing the stability of the excavation front. However, its advantage is limited by the fact that their results are too pessimistic as the tunnel is represented by a rectangle of infinite width.

The third model, called transversal, is by far the most common and relates to analysis of flat deformation in a transversal section, perpendicular to the tunnel axis. Once the final balance is reached in conditions close to flat deformation, in the case of work with a constant section along the axis and in which the geometric-structural characteristics of the massif can also be considered constant, this flat approach to the problem is acceptable in the dislocation study and distribution of tensions for sections sufficiently far away from the front.

The great problem with this type of formulation is in the problem of correctly modelling the con-

Apesar de ser possível contemplar a representação de solicitações não simétricas (por exemplo estado de tensão inicial não isotrópico e variação da tensão com a profundidade) por meio de harmónicas, o facto da presença da superfície livre não poder ser considerada torna o emprego destes modelos inaceitável para a previsão do comportamento de túneis superficiais, como são a grande maioria dos túneis abertos em maciços terrosos.

O segundo modelo, denominado de longitudinal, corresponde a uma análise em deformação plana numa secção vertical contendo o eixo do túnel. Este modelo permite avaliar os efeitos (deslocamentos e redistribuição das tensões) que ocorrem adiante da frente de escavação e associados ao avanço desta, bem como analisar a estabilidade da frente de escavação, mas o seu interesse é limitado pelo facto de os seus resultados serem demasiado pessimistas, uma vez que o túnel é representado por um rectângulo de largura infinita.

O terceiro modelo, denominado de transversal, é de longe o mais comum e corresponde a uma análise em deformação plana numa secção transversal perpendicular ao eixo do túnel. Uma vez que o equilíbrio final é atingido em condições próximas da deformação plana, no caso de obras com secção constante ao longo do eixo e em que as características geométrico-estruturais do maciço também possam ser consideradas constantes, esta aproximação plana do problema é aceitável no estudo dos deslocamentos e da distribuição das tensões em secções suficientemente afastadas da frente.

O grande problema com este tipo de formulação reside na dificuldade de modelar correctamente o processo construtivo, nomeadamente a parcela da deformação do maciço que ocorre antes da colocação do suporte. Esta parcela da deformação mobiliza parte da resistência do maciço e, consequentemente, reduz o carregamento sobre o suporte. Em rigor, ela só pode ser determinada em análises tridimensionais, simulando incrementalmente a escavação e a colocação do suporte. No entanto, é

struction process, namely the section of soil deformation that takes place before placing the support. This deformation section mobilizes part of the soil resistance and, consequently, reduces loading on the support. For precision, it can only be determined in three-dimensional analysis, incrementally simulating excavation and placing the support. However, it is possible to define methodologies which allow the introduction of this flat formulation, the effect of three-dimensionality, although in an approximate way.

Fundamentally, there are two distinct development methodologies to which the longitudinal and axis-symmetric models have contributed, verifying that in both, the three-dimensional situation is approached by a sequence of two-dimensional analysis.

In agreement with one of the methodologies, based on the convergence-confinement method (Panet and Guelec, 1979), the tunnel is modelled initially with an uncovered opening, that is, the pressure of fictitious support equivalent to the state of the initial tension applied on the wall. Simulation of the advance of the excavation front is carried out by successive reduction of this pressure. Before placing the support, the internal pressure is reduced to a determined section *a*, with a deformational movement of the massif directed to the inside of the cavity. After this, the support is installed and the internal pressure is reduced to zero (figure 4).

In the case of excavation in a partial section, an identical scheme is proposed, compelling the reduction of internal pressure to be considered in all the phases in which a massif excavation takes place. In the phases in which the support is applied, loading will be constituted by the relief of remaining internal pressure.

An alternative methodology for two-dimensional simulation of the front advance of the excavation consists of the gradual reduction of rigidity in the material to be removed (softening) and was developed specifically for tunnels built according to

possível definir metodologias que permitam introduzir nesta formulação plana, ainda que de forma aproximada, o efeito da tridimensionalidade.

Fundamentalmente, existem duas metodologias distintas para o desenvolvimento das quais têm contribuído os modelos longitudinal e axissimétrico, verificando-se que em ambas a situação tridimensional é aproximada por uma sequência de análises bidimensionais.

De acordo com uma das metodologias, baseada no método de convergência-confinamento (Panet e Guelec, 1979), o túnel é inicialmente modelado como uma abertura não revestida, sendo uma pressão de suporte fictícia, equivalente ao estado de tensão inicial, aplicada na parede. A simulação do avanço da frente de escavação é feita pela sucessiva redução desta pressão (relaxação). Antes da colocação do suporte, a pressão interna reduz-se de uma determinada parcela α , havendo um movimento deformacional do maciço dirigido para o interior da cavidade. Após isto, instala-se o suporte e reduz-se a pressão interna a zero (figura 4).

No caso de escavação em secção parcial, um esquema idêntico é proposto, devendo a redução da

NATM principles. The massif is considered to be initially intact. Before excavation and placing the support, the rigidity of the tunnel nucleus is reduced by a section b , concomitantly with the application of tension relief on the excavation contour, which could be partial (Swoboda, 1979) or total (Schikora, 1982). The massif becomes distorted and a redistribution of tensions originates. Next, the support is installed and the tunnel nucleus is excavated simultaneously, cancelling its elasticity module.

The most difficult question associated to one and the other methodologies is the evaluation of the correct moment to apply the support. In the first methodology, it is necessary to quantify the relief factor for the tensions and, in the second, the softening factor before arranging the support installation. The use of small factors will give rise to an under-estimation of the dislocations and deformations of the massif involved and an over-estimation of loading and the forces mobilized on the support structure. On the contrary, the use of relief factors or large scale softening will over-estimate movements in the massif and, in general, will provoke a significant redistribution of tensions around the tunnel,

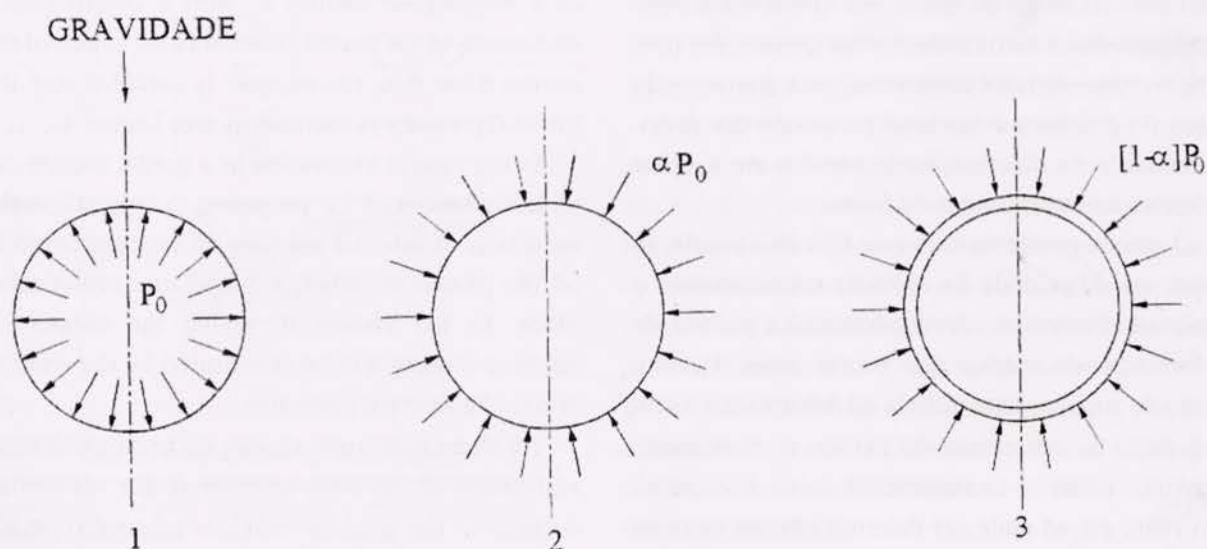


Figura 4 - Simulação plana do processo construtivo de um túnel suportado
 Figure 4 - Flat simulation of the construction process for a supported tunnel

pressão interna ser considerada em todas as fases em que ocorra escavação do maciço. Nas fases em que o suporte é aplicado, o carregamento será constituído pelo alívio da pressão interna remanescente.

Uma metodologia alternativa para a simulação bidimensional do avanço da frente de escavação consiste na redução gradual da rigidez do material a ser removido (amolecimento) e foi desenvolvida especificamente para túneis construídos de acordo com os princípios do NATM. O maciço é considerado inicialmente intacto. Antes da escavação e colocação do suporte, a rigidez do núcleo do túnel é reduzido de uma parcela β , concomitantemente à aplicação do alívio da tensão no contorno da escavação, a qual pode ser parcial (Swoboda, 1979) ou total (Schikora, 1982). O maciço deforma-se e uma redistribuição das tensões é originada. De seguida, instala-se o suporte e simultaneamente escava-se o núcleo do túnel, anulando-se o seu módulo de elasticidade.

A questão mais difícil associada a uma e a outra das metodologias é a avaliação do momento correcto de aplicar o suporte. Na primeira metodologia é necessário quantificar o factor de alívio das tensões, e, na segunda, o factor de amolecimento, antes de se providenciar a instalação do suporte. O uso de factores pequenos originará uma subestimação dos deslocamentos e das deformações no maciço envolvente e uma sobrestimação no carregamento e esforços mobilizados na estrutura de suporte. Pelo contrário, o emprego de factores de alívio ou de amolecimento grandes sobestimarão os movimentos no maciço e, em geral, provocará uma significativa redistribuição das tensões em redor do túnel, subestimando as cargas no suporte. Todavia, em solos moles, os deslocamentos permitidos por um valor elevado dos factores podem causar a formação de mecanismos de colapso no tecto do túnel, que se propagarão até à superfície livre, desaparecendo o efeito de arco e obrigando a que a carga no suporte aumente consideravelmente, para que o equilíbrio se possa manter.

under-estimating the support loads. However, in soft soils, the dislocations permitted for an elevated value of factors could cause the formation of collapse mechanisms on the tunnel roof, which will disseminate to the free area, the arch effect disappears and compels the support load to increase considerably so that the balance can be maintained.

Some authors have proposed the determination of these factors based on dislocations observed in tunnels. This permits a simple linear reaction between the dislocations, for example the case of Rocha (1976) and the relief factor for the tensions. However, such a procedure is not conceptually valid as the response to the massif with the advance of the excavation is essentially non-linear. It is the three-dimensional effects that are responsible for this non-linear response, which makes it difficult to establish the correspondence between evolution of the dislocations and tension relief in front of the face or the reduction of the nucleus elasticity module.

Therefore, it is more correct to define the relief factors of the tensions or softening using a preliminary numerical simulation, in flat deformation, for the advance of the longitudinal section of the tunnel through the massif, or considering them as simple factors of empirical adjustment, relating three-dimensional dislocations with two-dimensional ones and as such are established based on trial and observation of work carried out. Alternatively, and in the case of the construction of tunnels according to the methodology proposed by NATM, in which it is possible to adapt the supports to different conditions discovered, measurement of the dislocations during the initial construction phase could be used to calibrate the analysis and adjust the values of the referred factors.

In the case of tunnels constructed at the cover of perforated shields, some investigators (Ng et al., 1986; Lee et al., 1992) have used the first of the methodologies in the flat simulation of three-dimensional effects, considering the activation of the support when a pre-determined dislocation is

Alguns autores têm proposto a determinação destes factores com base nos deslocamentos observados em túneis. É este, por exemplo, o caso de Rocha (1976) que admite uma simples relação linear entre os deslocamentos e o factor de alívio das tensões, α . Porém, tal procedimento não é conceptualmente válido pois a resposta do maciço ao avanço da escavação é essencialmente não linear. São os efeitos tridimensionais os responsáveis por esta resposta não linear, que torna difícil estabelecer a correspondência entre a evolução do deslocamentos e o alívio das tensões adiante da face ou a redução do módulo de elasticidade do núcleo.

Assim, é mais correcto definir os factores de alívio das tensões ou de amolecimento por meio de uma simulação numérica prévia, em deformação plana, do avanço da secção longitudinal do túnel através do maciço, ou considerá-los como simples factores de ajuste empírico, relacionando deslocamentos tridimensionais com bidimensionais, e como tal estabelecidos com base em experiência e observação de obras realizadas. Alternativamente, e no caso da construção de túneis segundo a metodologia proposta pelo NATM, em que é possível a adaptação dos suportes às diferentes condições encontradas, a medição dos deslocamentos durante a fase inicial da construção pode ser usada para calibrar as análises e ajustar os valores dos referidos factores.

No caso de túneis construídos ao abrigo de escudos perfuradores, alguns investigadores (Ng et al., 1986; Lee et al., 1992) têm utilizado, na simulação plana dos efeitos tridimensionais, a primeira das metodologias, considerando a activação do suporte quando um pré-determinado deslocamento for atingido em qualquer um dos pontos nodais da periferia da abertura. Para tanto, torna-se necessário a estimativa do denominado parâmetro gap, que procurará incorporar nas análises bidimensionais em deformação plana as diferentes causas da perda do solo. Este parâmetro representa a diferença entre o diâmetro teórico da escavação e o diâmetro exterior da estrutura de suporte e pode ser visualizado, uma vez que

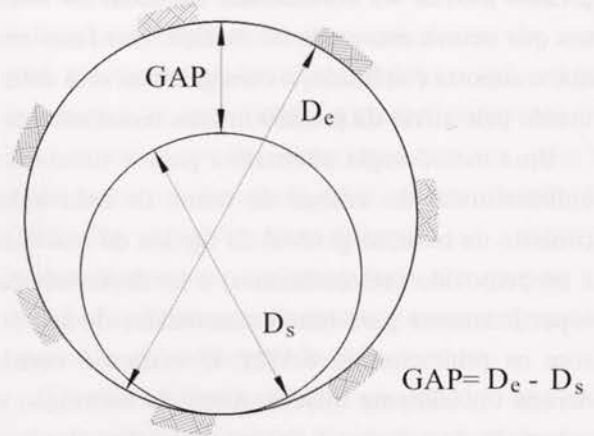


Figura 5 – O parâmetro gap usado em análises bidimensionais para simular as perdas de solo em túneis construídos sob a protecção de escudos perfuradores (Lee et al., 1992)

Figure 5 – The gap parameter used in two-dimensional analysis to simulate soil loss in tunnels constructed with the protection of TBMs (Lee et al., 1992)

attained in any of the nodal points on the opening periphery. As such, the estimate of the so-called gap parameter becomes necessary, which looks to incorporate the different causes of the loss of soil in the two-dimensional analysis in flat deformation. This parameter represents a differences between the theoretical diameter of the excavation and the exterior diameter of the support structure and can be visualized, as while the shield advances, that weight makes it settle on the base of the excavated area, as the vertical distance between the top of the support and the initial position of a point situated on the tunnel roof (figure 5).

CONSTITUTIVE MODELS

Constitutive models susceptible to representing all of the complex behavior of a massif, particularly in the case of soil massifs, will have to consider the numerous factors which condition it, namely (Eisenstein, 1986):

- non-linearity between the increases of the deformations and increase in tensions;

à medida que o escudo avança o peso daquela a faz assentar na base da superfície escavada, como a distância vertical entre o topo do suporte e a posição inicial de um ponto situado no tecto do túnel (figura 5).

MODELOS CONSTITUTIVOS

Modelos constitutivos susceptíveis de representar todo o complexo comportamento de um maciço, particularmente no caso de maciços terrosos, terão que ter em consideração os numerosos factores que o condicionam, nomeadamente (Eisenstein, 1986):

- a não linearidade entre os incrementos das deformações e os incrementos das tensões;
- a irreversibilidade de uma parcela das deformações;
- as trajectórias de tensões seguidas durante a história de carregamento;
- as condições de deformação e a variação da tensão principal intermédia associada a essas condições;
- a variação de volume causada pelas tensões de corte (dilatância);
- a anisotropia, que origina que as mesmas cargas aplicadas em diferentes direcções possam provocar deformações diferentes;
- a evolução com o tempo das deformações, dependentes (consolidação) ou não (*creep*) das variações das tensões efectivas.

Naturalmente, modelos capazes de simular a maioria destes aspectos são extremamente complicados e elaborados, para além de que a sua implementação em problemas com condições de fronteira complexas origina dificuldades de convergência. Também, e como muito bem salienta Folque (1975), aquilo que se ganha em exactidão formal com o uso de modelos muito avançados não pode ser substanciado por correspondente exactidão na descrição do comportamento mecânico. Na realidade, não só existem dificuldades na caracterização laboratorial dos parâmetros, muitos deles sem qualquer significado físico, sendo simplesmente constantes resultantes da adaptação de curvas aos resultados dos ensaios (Wroth e Houlsby, 1985), como o facto de as características mecânicas

- irreversibility of a deformation section;
- trajectories of tensions followed during the loading history;
- deformation conditions and variation in principal, intermediate tension associated with these conditions;
- variation in volume caused by the cutting tensions (dilation);
- anisotropy, which originates so that the same loads applied in different directions can provoke different deformations;
- evolution of the deformations with time, dependent (consolidation) or non-dependent (creep) of the variations of effective tensions.

Naturally, models capable of simulating the majority of these aspects are extremely complicated and elaborate, for as well as their implementation in problems with complex frontier conditions, convergence difficulties originate. Also, and as is very well highlighted by Folque (1975), that which is gained in formal accuracy with the use of very advanced models cannot be substantiated by correspondent accuracy in the description of mechanical behavior. In reality, there are not only difficulties in the laboratorial characterization of parameters, many of them without any physical significance, simply being constant results of the curve adaptation to the practice results (Wroth and Houlsby, 1985), as the fact of the mechanical characteristics being erratic from the point to the massif point means that few experts average them out in a way so that the really representative parameters can be adopted.

It is for this reason that such constitutive models, called advanced, are fundamentally applied in the investigation of soil behavior, particularly in the interpretation of laboratory practice tests (Duncan, 1994). In the resolution of practical engineering problems, simplified models are more frequently turned to, whose parameters have an identifiable physical significance and are possible to obtain from laboratory or field tests of a generalized use and

serem erráticas de ponto para ponto do maciço torna pouco prático medianizá-las de modo a se poder adoptar parâmetros realmente representativos.

É por isto que tais modelos constitutivos, denominados de avançados, se têm fundamentalmente aplicado na investigação do comportamento dos solos, particularmente na interpretação dos resultados de ensaios laboratoriais (Duncan, 1994). Na resolução dos problemas práticos de Engenharia é mais frequente recorrer a modelos simplificados, cujos parâmetros tenham um significado físico identificável e sejam possíveis de obter a partir de ensaios de laboratório ou de campo de uso generalizado e que, embora não capazes de descrever todos os aspectos específicos do comportamento dos solos, consigam simular de modo adequado as principais características do problema em análise (Cardoso, 1987).

No estudo do comportamento de túneis, é perfeitamente justificada a utilização de modelos constitutivos simplificados nos casos em que a escavação não origina extensas zonas em cedência em redor da abertura. Tais condições são apenas usuais no caso de túneis superficiais abertos em solos duros ou em maciços rochosos.

De entre os modelos simplificados, o mais simples de todos é o modelo elástico linear isotrópico. Usando um modelo tridimensional para modelar o processo construtivo de um túnel aberto num maciço de natureza argilosa sob a protecção de um escudo, Kasali (1981) obteve uma concordância muito razoável entre o comportamento observado e o decorrente de um cálculo em que utilizou uma representação elástica para o solo com o módulo crescente em profundidade. O sucesso desta aplicação está relacionada com a boa modelação do procedimento construtivo utilizada e com o facto do número de estabilidade (relação entre a tensão total ao nível do eixo do túnel e a resistência não drenada do solo coesivo) ser menor que dois, o que significa que não existe praticamente zonas em cedência no maciço envolvente.

which although not capable of describing all the specific aspects of soil behavior, they can simulate the principle characteristics of the problem being analyzed in an adequate way (Cardoso, 1987).

In the study of tunnel behavior, it is perfectly justified to use simplified, constitutive models in cases in which excavation does not originate in extensive zones which are settling around the opening. Such conditions are only usual in the case of superficial tunnels built in hard soil or in rocky massifs.

Among the simplified models, the most simple of all is the elastic, linear isotropic model. Using a three-dimensional model to model the construction process of a tunnel built in a massif of a clay nature under the protection of a shield, Kasali (1981) obtained a very reasonable agreement between the behavior observed and that resulting from a calculation which used an elastic representation for the soil with a module growing in depth. The success of this application is related to good modelling of the construction procedure used and the fact that the stability number (relation between total tension at the level of the tunnel axis and the non-drained resistency of cohesive soil) is less than two, which signifies that there are practically no zones which are settling in the massif involved.

Recognizing that the soils have a strongly non-linear behavior from the lowest levels of deformation, more frequent than the elastic linear approach is the use of elastic non-linear formulations. Those of greater use in finite elements analysis have been those in which non-linear behavior is characterized by the dependence of the deformability parameters in relation to the tension level. This is the case of the hyperbolic model (Duncan and Chang, 1970) which, for as well as the non-linearity of the tension-deformation relationships, it is able to simulate the non-elastic behavior of the soils, through control of the tension level installed at each moment and use of different modules on first load and unload-reload.

Reconhecendo-se que os solos têm um comportamento fortemente não linear desde os mais baixos níveis de deformação, mais frequente que a aproximação elástica linear é a utilização de formulações elásticas não lineares. As de maior utilização nas análises por elementos finitos têm sido aquelas em que o comportamento não linear é caracterizado pela dependência dos parâmetros de deformabilidade em relação ao nível de tensão. É o caso do modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970), que, para além da não linearidade das relações tensão-deformação, consegue simular o comportamento não elástico dos solos, através do controlo do nível de tensão instalado em cada momento e do emprego de módulos diferentes em primeira carga e em descarga-recarga.

O modelo hiperbólico, nas suas aplicações em conjugação com o método dos elementos finitos, tem mostrado uma boa fiabilidade na simulação do comportamento dos solos para as condições normais de serviço, onde não existem, ou se existem são em pequeno número, os elementos em cedência. Por conseguinte, não é de admirar o sucesso da aplicação do modelo na análise do comportamento de alguns túneis superficiais abertos em solos resistentes, sejam argilas rijas sobreconsolidadas (Katzenbach e Breth, 1981) ou areias melhoradas por injeções químicas (Tan e Clough, 1980), já que não é de prever que vastas zonas do maciço em redor da escavação estejam em cedência ou perto dela.

Já no caso da abertura de túneis em solos brandos (areias soltas, argilas moles e muito moles) o modelo afasta-se da realidade, uma vez que as deformações se aproximam daquelas que correspondem à mobilização da resistência ao corte dos solos, passando o comportamento a ser, fundamentalmente, controlado pelas propriedades dos elementos que atingiram a cedência, propriedades estas que não podem ser adequadamente descritas por este modelo, que se baseia na lei de Hooke generalizada.

Torna-se então necessário recorrer a modelos elasto-plásticos, que consistem numa associação da

The hyperbolic model, in its applications in conjunction with the finite element method, has shown good reliability in simulating soil behavior for normal service conditions, where there are no elements, or if there are, there is a small number, which are settling. Consequently, the success of the application of the model in behavioral analysis of some superficial tunnels built in resistant soils, being overconsolidated, hard clay (Katzenbach and Breth, 1981) or sand improved by chemical injections (Tan and Clough, 1980) is not surprising, since settlement of vast zones of massif around or near the excavation cannot be predicted.

In the case of excavating tunnels in soft soils (loose sand, soft and very soft clay), the model is removed from reality, since the deformations approach those which correspond to the mobilization of resistance to cutting the soil, with the behavior becoming fundamentally controlled by the element properties which attain settlement, these properties which cannot be adequately described by this model, which is based on the generalized Hooke law.

Therefore it becomes necessary to turn to elasto-plastic models, which consist of an association of the theory of elasticity with that of plasticity. Considering the principle of the overpositioning of effects, they admit that the increase in the deformation originated by any variation in the tension state is composed of two components: one elastic, related to the generalized Hooke law with the increase in tension and the other plastic, defined by the theory of plasticity.

The simplest models based on the theory of plasticity, are those of perfect plasticity. In these, the settlement function is a fixed area, coinciding with the rupture area and in this way the material behaves elastically as far as it is, from which there are only plastic deformations, which are processed without limit.

By the fact that their formulations are simple and the parameters which define them could be easily

teoria da elasticidade com a da plasticidade. Considerando válido o princípio da sobreposição dos efeitos, admitem que o incremento da deformação originado por uma qualquer variação do estado de tensão é composto por duas componentes: uma elástica, relacionada pela lei de Hooke generalizada com o incremento da tensão, e outra plástica, definida pela teoria da plasticidade.

Os modelos mais simples baseados na teoria da plasticidade são os de plasticidade perfeita. Neles a função de cedência é uma superfície fixa, coincidente com a superfície de rotura, comportando-se, assim, o material elasticamente até esta, a partir da qual só existem deformações plásticas, que se processam sem limite.

Pelo facto de as suas formulações serem simples e de os parâmetros que os definem poderem ser facilmente avaliados através de ensaios de uso corrente, estes modelos baseados na plasticidade perfeita têm sido intensamente utilizados no estudo do comportamento e no projecto de túneis superficiais (Rowe e Kack, 1983; Ng et al., 1986; Rowe e Lee, 1992; Leca e Clough, 1992; Lo e Gonsalves, 1994). Sobretudo no caso de solos duros, em que zonas de cedência ocorrem, mas em que a maioria do solo permanece no domínio elástico, os resultados têm mostrado que, de uma forma geral, o comportamento global do maciço é relativamente bem previsto com estes modelos elástico-perfeitamente plásticos.

A objecção mais importante a que os clássicos modelos elásticos perfeitamente plásticos estão sujeitos relaciona-se com o facto de desde o início do processo de corte os solos exibirem deformações irreversíveis na descarga e variações de volume originadas pelas tensões de corte. Para atender a este tipo de comportamento, os modelos devem admitir que a cedência do material pode ocorrer antes de se atingir a envolvente de rotura. Para tanto torna-se necessário definir uma superfície de cedência inicial que estabeleça o início das deformações plásticas e uma lei de endurecimento que controle a evolução daquela no espaço das tensões.

evaluated using practices for current use, these models based on perfect plasticity have been used intensively in the behavioral study and planning of superficial tunnels (Rose and Kack, 1983; Ng et al., 1986; Rowe and Lee, 1992; Leca e Clough, 1992; Lo e Gonsalves, 1994). Above all, in the case of hard soils, in which settlement zones occur but the majority of soil remains in the elastic domain, results have shown that, in a general way, the global behavior of the massif is relatively well predicted with these perfectly elastic, plastic models.

The most important objection to which the classic perfectly elastic, plastic models are subjected is related to the fact that from the beginning of the cutting process, the soil shows irretrievable deformations on unloading and variations in the volumes originating from the cutting tensions. To attend to this type of behavior, the models should admit that the settlement of the materials could take place before reaching the rupture involved. As such, it becomes necessary to define an initial area that is settling, to establish the beginning of plastic deformations and a hardening law which controls its evolution in the tension space.

Among the "true" elasto-plastic models (called advanced) capable of producing the principal characteristics of soil behavior well, namely for soft soils, models based on soil mechanics in a critical state, the Lade and Kim-Lade models (figure 6) and MIT-E3 model can be quoted.

For as well as their application in the case of simulating the excavation of tunnels in soft soil, where analysis should be capable of producing behavior before and after rupture well, these advanced models should be used in non-drained analysis carried out in terms of effective tensions or in analysis in which the consolidation process subsequent to the excavation of the tunnel is simulated. Effectively, in these cases it is important that the estimate of the excesses of water pressure in the pores generated in the short term by the tunnel construction is realistic. If it is not, the effective

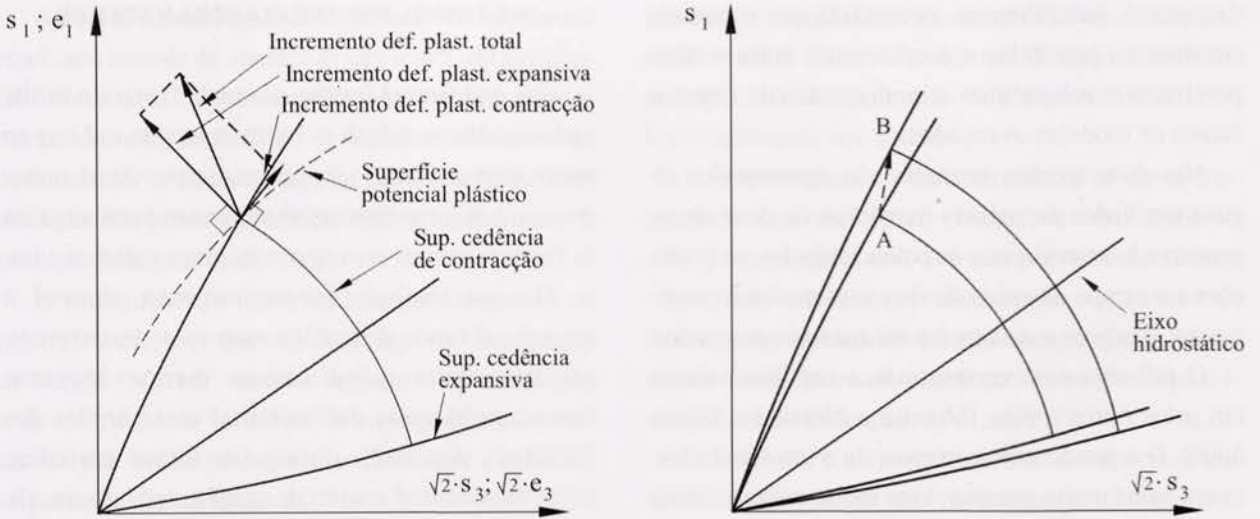


Figura 6 - Modelo de Lade: a) superfícies de cedência e de potencial plástico no plano triaxial; b) processo de endurecimento com ambas as superfícies de cedência activadas
 Figure 6 - Lade model: a) settling areas and plastic potential on a triaxial plane; b) hardening process with both the settling areas activated

De entre os “verdadeiros” modelos elasto-plásticos (denominados de avançados), capazes de reproduzir bem as principais características do comportamento dos solos, nomeadamente dos solos brandos, pode-se citar os modelos baseados na mecânica dos solos do estado crítico e os modelos de Lade (figura 6) e de Kim-Lade e o modelo MIT-E3.

Para além da sua aplicação no caso da simulação da abertura de túneis em solos moles, onde as análises devem ser capazes de reproduzir bem o comportamento anterior e após a rotura, estes modelos avançados deverão ser empregues em análises não drenadas realizadas em termos de tensões efectivas, ou em análises em que se simula o processo de consolidação subsequente à escavação do túnel. Com efeito, nestes casos é importante que a estimativa dos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo pela construção do túnel seja realista. Se o não for, as tensões efectivas calculadas são incorrectas e, consequentemente, as propriedades mecânicas (resistência e deformabilidade) do maciço também o são. Sendo os excessos de pressão de água nos poros dependente não só da variação da tensão média como também da variação da tensão

tensões calculadas are incorrect and, consequently, the mechanical properties (resistance and deformability) of the shaft are also. As the excesses of water pressure in the pores are dependent not only in the variation in the average tension but also the variation in the cutting tension, naturally it is necessary that the constitutive model allows coupling between volumetric and distortional behavior, as the advanced models do.

In the two following sections some results of numerical analysis for two projects are presented, looking to prove the potentialities, limitations and the field of application for various constitutive methods, from the most simple to the most advanced.

The first case corresponds to a tunnel built in hard and brittle soils (Moreira and Almeida e Sousa, 2000). The second case corresponds to a tunnel built in very porous and immediately very compressible soil (Almeida e Sousa et al., 2001).

de corte é, naturalmente, necessário que o modelo constitutivo possibilite o acoplamento entre o comportamento volumétrico e o distorcional, como o fazem os modelos avançados.

Nas duas secções seguintes são apresentados alguns resultados de análises numéricas de duas obras, procurando-se evidenciar as potencialidades, as limitações e o campo de aplicação de vários modelos constitutivos, desde os mais simples até aos mais avançados.

O primeiro caso corresponde a um túnel aberto em solos duros a rijos (Moreira e Almeida e Sousa, 2000). O segundo caso corresponde a um túnel aberto em solos muito porosos, logo muito compressíveis (Almeida e Sousa et al., 2001).

TÚNEL DO TÉRMINO DA ESTAÇÃO ALAMEDA II

O túnel do término da estação da Alameda II do Metropolitano de Lisboa, com uma extensão de 165m e um volume de escavação de cerca de 70 m³ por metro linear, tem um recobrimento variando desde 30 m na zona do tímpano até um valor mínimo de 14 m.

Os trabalhos de prospecção mecânica revelaram a existência ao longo do traçado do túnel de uma camada superficial de aterros sobrejacente a duas formações características do chamado Miocénico marinho de Lisboa, conhecidas como "Areolas da Estefânia" e "Argilas dos Prazeres" (figura 7). Trata-se de materiais sobreconsolidados, constituídos sobretudo por areias compactas e (ou) argilas rijas, com frequentes intercalações calcárias.

Os materiais de aterro, com espessura entre 2,5 e 3,0 m, são bastante heterogêneos e essencialmente areno-argilosos. Sob os aterros ocorre uma formação constituída por areias de granulometria essencialmente fina, geralmente micáceas, silto-argilosas, com intercalações de cascalho. São as "Areolas da Estefânia", com espessura entre 11 e 12 m. Por último, ocorre a formação das "Argilas dos Prazeres". Nesta unidade, onde o túnel é quase que inteiramente escavado, encontram-se fundamentalmente sedimentos finos argilo-siltosos muito rijos.

END TUNNEL FOR THE ALAMEDA II STATION

The end tunnel for the Alameda II station in the Lisbon subway, which is 165m in length and has an excavation volume of approximately 70m³ linear meters, has a recovering which varies between 30m in the tympanum area to a minimum value of 14m.

The mechanical prospection work showed a superficial layer of landfills over two characteristic formations called Lisbon marine Miocene, known as "Areolas da Estefânia" and "Argilas dos Prazeres" (figure 7), during the tunnel planning. Overconsolidated materials constituted, above all, by compact sand and (or) stiff clay with frequent limestone bands are dealt with.

The landfill material, with thicknesses ranging between 2.5 and 3.0m, are very heterogeneous and essentially sand-clay. Under the landfills a formation constituted by sand of an essentially fine granulometry occur, generally micaceous soil, silt-clay, with layers of gravel. These are the "Areolas da Estefânia", with widths between 11 and 12m.

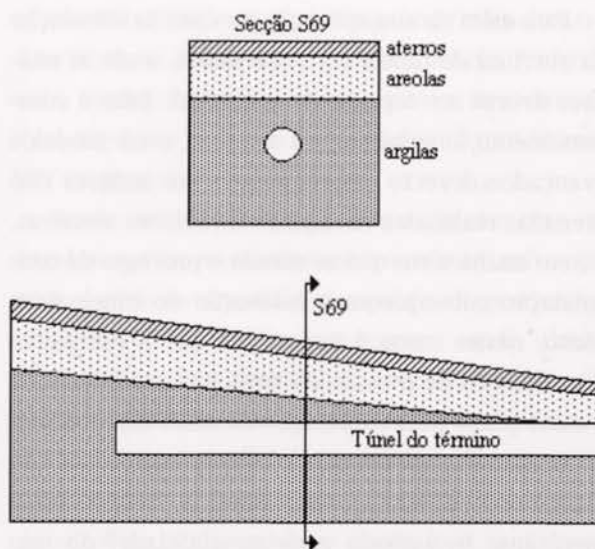


Figura 7 - Túnel do término - representação esquemática do perfil longitudinal e da secção S69

Figure 7 - End tunnel - schematic representation of the longitudinal profile and of section S69

A caracterização geotécnica destas formações foi efectuada através de ensaios *in situ* – SPT, de permeabilidade e com os pressiómetros de Ménard e auto-perfurador de Cambridge – e ensaios laboratoriais, nomeadamente de identificação, classificação e determinação dos principais índices físicos, edométricos e triaxiais (Marques et al., 2001).

A construção do túnel foi efectuada segundo os princípios do Novo Método Austríaco de Construção de Túneis (NATM), sendo a sequência de escavação e de colocação da estrutura de suporte inicial, constituída por betão projectado e cambotas metálicas, esquematizada na figura 8.

Lastly, the “Argilas dos Prazeres” formation occurs. In this unit, where the tunnel is almost entirely excavated, fundamentally fine clay-silt and very hard sediments are found.

The geotechnical characterization of these formations was performed through *in situ* tests — SPT, permeability, and Ménard pressuremeter and Cambridge self-boring pressuremeter —, as well as lab tests for identification, classification, and determination of the main physical, edometric, and triaxial indexes (Marques et al., 2001).

The tunnel’s construction was done according to the principles of the New Austrian Tunnelling

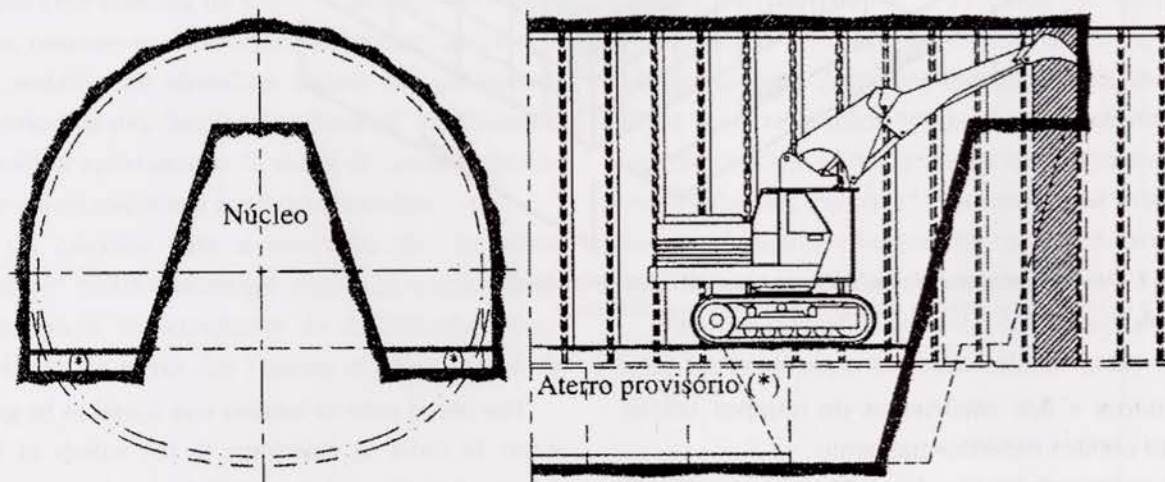


Figura 8 – Túnel do término - sequência de escavação e de colocação da estrutura de suporte
 Figure 8 – End tunnel – sequence for excavation and placement of the support structure

Na análise do comportamento do túnel realizaram-se algumas análises tridimensionais, procurando-se reproduzir o mais fielmente possível toda a sequência construtiva empregue. A malha de elementos finitos utilizada inclui-se na figura 9, representando um troço do túnel com uma extensão de 90 m e um recobrimento, admitido como constante, de 21,5 m

O estado de tensão inicial foi admitido como geostático. Para a sua determinação considerou-se para as diferentes formações os valores dos pesos

Method (NATM). Figure 8 shows the sequence for excavation and placement of the original support structure, consisting of shotcrete and a metal framework.

In the analysis of the tunnel’s behavior, some three-dimensional analysis were performed in an attempt to reproduce as faithfully as possible the entire building sequence used. The grid of finite elements used is shown in figure 9, which represents a section of the tunnel with an extension of 90m and a coating, identified to be constant, of 21.5m.

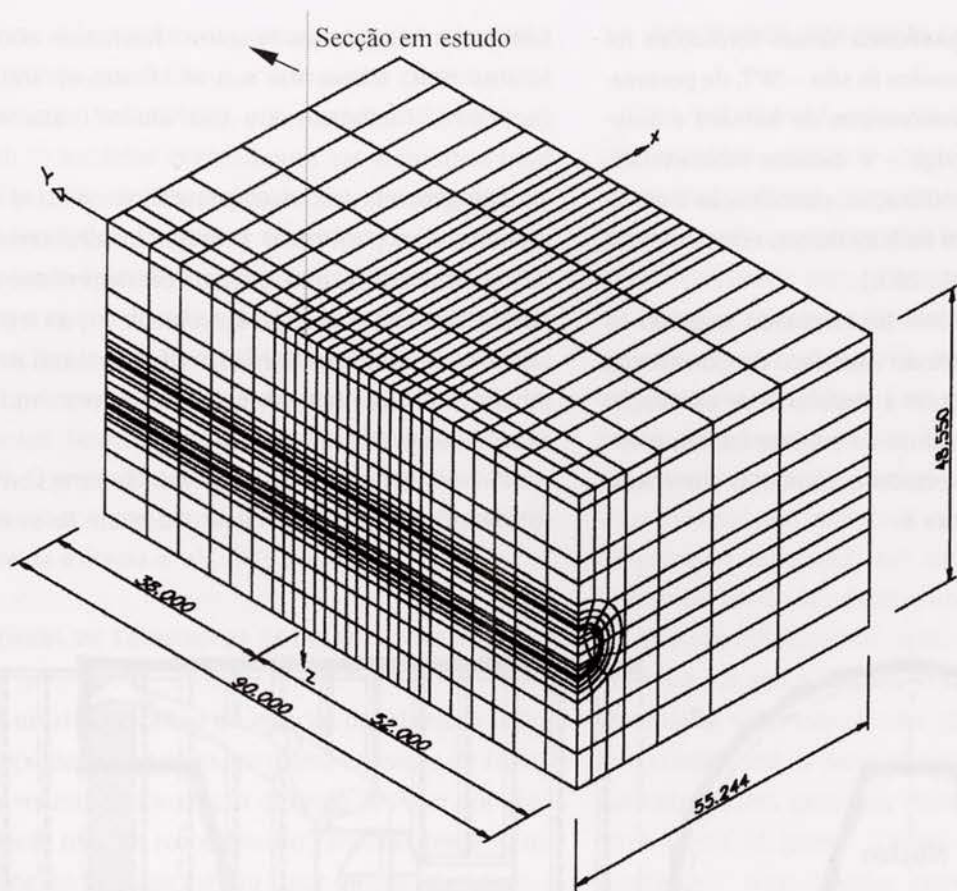


Figura 9 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises tridimensionais
 Figure 9 - Grid of finite elements used in three-dimensional analysis

volúmicos e dos coeficientes de impulso em repouso obtidos experimentalmente.

A todas as formações foi atribuído um comportamento elástico linear perfeitamente plástico, definido até à rotura por um módulo de deformabilidade independente dos níveis de tensão e de deformação. Nos aterros e nas areolas foi o critério de Mohr-Coulomb que controlou a rotura. Nas argilas, admitindo que a escavação se processou em condições não drenadas, a rotura foi controlada pelo critério de Tresca. Os valores dos parâmetros adoptados resultaram dos ensaios *in situ*, particularmente dos ensaios efectuados com o pressiómetro do tipo Ménard. O suporte provisório foi admitido com comportamento linear elástico e isotrópico, caracterizado por um coeficiente de Poisson e um módulo de elasticidade de valor variável, na zona do arco ainda não fechada na soleira,

The initial state of tension was found to be geostatic. In order to determine it, the values of the volume weights and the coefficients of impulse at rest obtained experimentally were considered for the various formations.

A perfectly plastic, linear, elastic behavior was attributed to all formations, defined up to the rupture by a deformability module independent of the tension and deformation levels. In landfills and areoles the Mohr-Coulomb criterion controlled the rupture. In argils, given that excavations were performed without draining, the rupture was controlled by the Tresca criterion. The values of the parameters adopted were derived from *in situ* tests, particularly Ménard pressuremeter tests. The temporary support was admitted with a linear, elastic and isotropic behavior, characterized by a Poisson coefficient

por forma a simular a aplicação do betão projectado por camadas e o seu endurecimento progressivo.

Das análises efectuadas constatou-se que os assentamentos máximos à superfície enquadram muito bem os medidos nas marcas superficiais instaladas na secção 69, secção essa que tem uma espessura de recobrimento igual à utilizada nos cálculos efectuados, embora a forma dos perfis transversais se afaste da curva de Gauss que melhor se ajusta aos valores observados. Uma outra constatação que resultou dos cálculos foi a de que não existiam praticamente zonas do maciço envolvente em cedência plástica.

Esta última constatação permitiu concluir que leis constitutivas elásticas podiam ser utilizadas para reproduzir o comportamento dos solos interessados pela abertura do túnel. Admitindo essa hipótese, resolveu-se o denominado "problema inverso" na tentativa de identificar alguns dos parâmetros geotécnicos das "Argilas dos Prazeres" conducentes à melhor aproximação da curva de Gauss deduzida dos assentamentos à superfície medidos.

Os cálculos para a resolução do "problema inverso" foram efectuados através de análises bidimensionais em condições de deformação plana. O factor de alívio das tensões α adoptado foi de

and an elasticity module with variable value, in the area of the arch that was still not closed by the sill, in order to simulate the application of shotcrete in layers and its progressive hardening.

From the analysis made, it was determined that the maximum surface settlements match very well those measured in the surface marks installed in section 69; this section has a coating thickness equal to the one used in the calculations, although the form of the transversal profiles differs from the Gaussian curve, which better matches the observed values. Another observation resulting from the calculations was that there were practically no zones of the enveloping massif with plastic settlement.

This latter observation led to the conclusion that elastic constitutive laws could be used to reproduce the behavior of soils affected by the tunnel's excavation. Admitting this hypothesis, the so-called "inverse problem" was solved, in an attempt to identify some of the geotechnical parameters of the "Argilas dos Prazeres" that would lead to a better approximation of the Gaussian curve deduced from the surface settlements measured.

The calculations to solve the "inverse problem" were made through two-dimensional analysis in

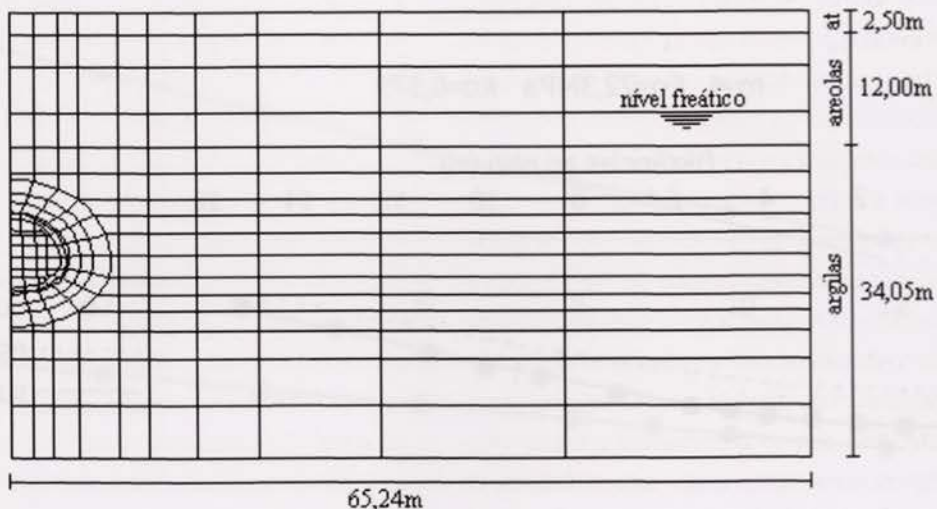


Figura 10 - Malha de elementos finitos representando a secção S69
 Figure 10 - Grid of finite elements representing section S69

0,5, valor que foi obtido através do confronto dos resultados dos cálculos tridimensionais com os de análises em deformação plana.

A figura 10 ilustra a discretização e o perfil do subsolo da secção em estudo (S69).

Nos cálculos efectuados, em que se admitiu para as diferentes formações um comportamento isotrópico, procurou-se identificar o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , e o módulo de deformabilidade, E , das "Argilas dos Prazeres", mantendo-se fixos os parâmetros definidores do comportamento das outras formações. O módulo de deformabilidade foi definido através de uma taxa de crescimento com a profundidade m , e de um valor E_0 definido para o topo da camada argilosa, de acordo com:

$$E = E_0 + m(z - 14,5) \text{ (MPa)}$$

Um estudo de sensibilidade iniciou desde logo dificuldades na pesquisa dos parâmetros que melhor ajustam as observações registadas. Tais dificuldades estão associadas à dependência entre E_0 e m , implicando um conjunto de soluções fisicamente aceitáveis em vez de uma solução única. Deste modo, optou-se por fixar m e identificar apenas E_0 e K_0 . Foram então, para vários valores de m , identificados conjuntos de parâmetros E_0 e K_0 , todos produzindo soluções idênticas à representada na figura 11.

conditions of flat deformation. The factor of tension relief α adopted had a value of 0.5, which was obtained by comparing the results of the three-dimensional calculations with those of the flat deformation analysis.

Figure 10 illustrates the discretization and the profile of the subsoil of the section studied (S69).

The calculations performed, which assumed an isotropic behavior for the various formations, attempted to identify the coefficient of impulse at rest (K_0) and the deformability module (E) of the "Argilas dos Prazeres," while keeping unchanged the parameters that define the behavior of the other formations. The deformability module was defined by a growth rate with depth m and a value E_0 defined for the top of the clay layer, according to:

$$E = E_0 + m(z - 14,5) \text{ (MPa)}$$

A sensibility study immediately indicated difficulties in the search of the parameters that better adjust the observations recorded. Those difficulties are related to the dependence between E_0 and m , implying a set of physically acceptable solutions instead of a single solution. It was therefore decided to fix m and identify only E_0 and K_0 . For several values of m , sets of E_0 and K_0 parameters were identified, all of which produced solutions identical to the one shown in figure 11.

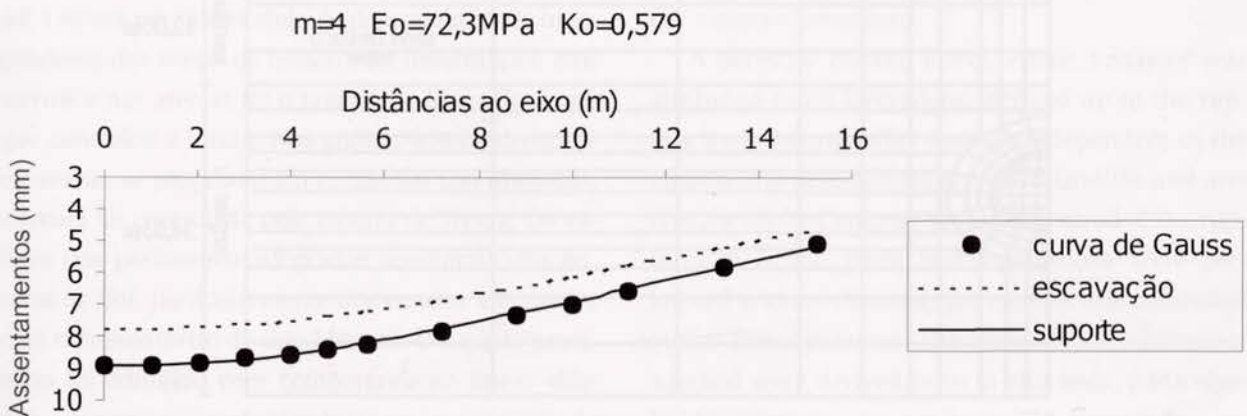


Figura 11 - Assentamentos superficiais medidos e calculados para um conjunto de parâmetros
Figure 11 - Superficial settlements measured and calculated for a set of parameters

O Quadro 1 sintetiza os resultados das situações testadas para vários valores de m .

Table 1 synthesizes the results of the situations tested for various values of m .

QUADRO 1 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA FORMAÇÃO ARGILOSA IDENTIFICADOS POR RETROANÁLISE
TABLE 1 – GEOTECHNICAL PARAMETERS OF THE CLAY FORMATION IDENTIFIED THROUGH RETRO-ANALYSIS

Cálculo / Calculation	1	2	3	4	5	6	7	8
m (MPa/m)	0	2	4	6	8	9	10	12
E_0 (MPa)	108,6	90,2	72,3	55,5	39,8	32,4	25,3	12,4
K_0	0,432	0,508	0,579	0,647	0,716	0,751	0,789	0,861

Da análise dos valores apresentados no quadro constata-se a existência de um elevado grau de interdependência entre os três parâmetros analisados. As variações de E_0 e de K_0 com o incremento de m podem ser visualizadas na figura 12.

Na figura 13 são confrontados os módulos de deformabilidade avaliados de alguns dos ensaios de caracterização geotécnica efectuados com os obtidos nos cálculos. Para além do módulo de deformabilidade estimado dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, indicam-se também os valores dos módulos secantes para extensões axiais de 0,1, 0,3 e 0,5 % derivados dos ensaios triaxiais de extensão e de compressão.

An analysis of the values presented in the table shows the existence of a high degree of interdependence between the three parameters analyzed. The variations of E_0 and K_0 with increments of m can be seen in figure 12.

In figure 13, a comparison is made between the deformability modules evaluated of some of the geotechnical characterization tests made, and those obtained in the calculations. In addition to the deformability module estimated from the Ménard pressuremeter tests, the values of the secant modules are also indicated for axial extensions of 0.1, 0.3, and 0.5% derived from the extension and compression triaxial tests.

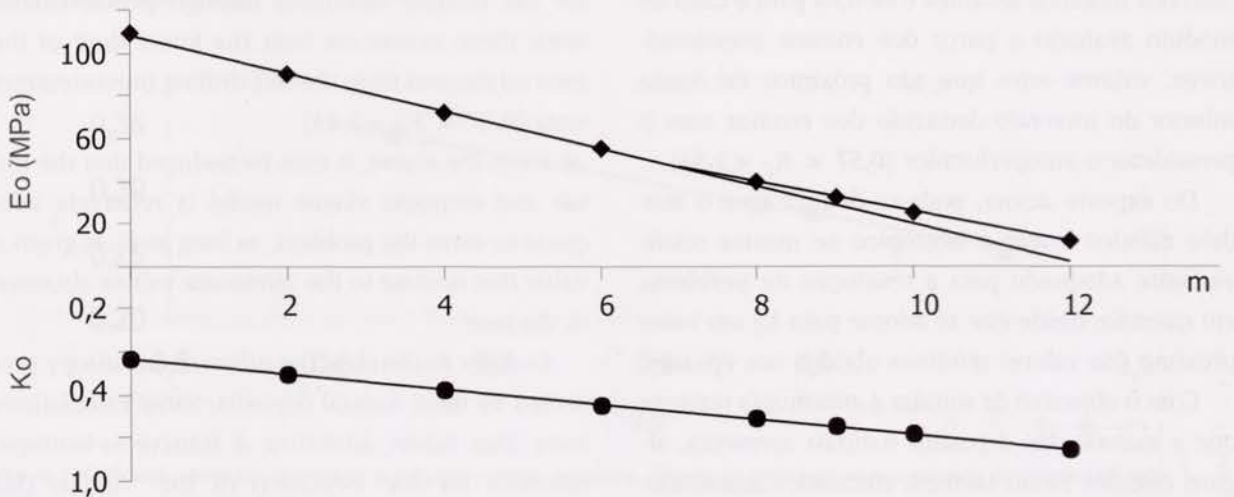


Figura 12 – Relações entre os parâmetros m , E_0 e K_0 determinadas numericamente
 Figure 12 – Relationships between the m , E_0 and K_0 parameters determined numerically

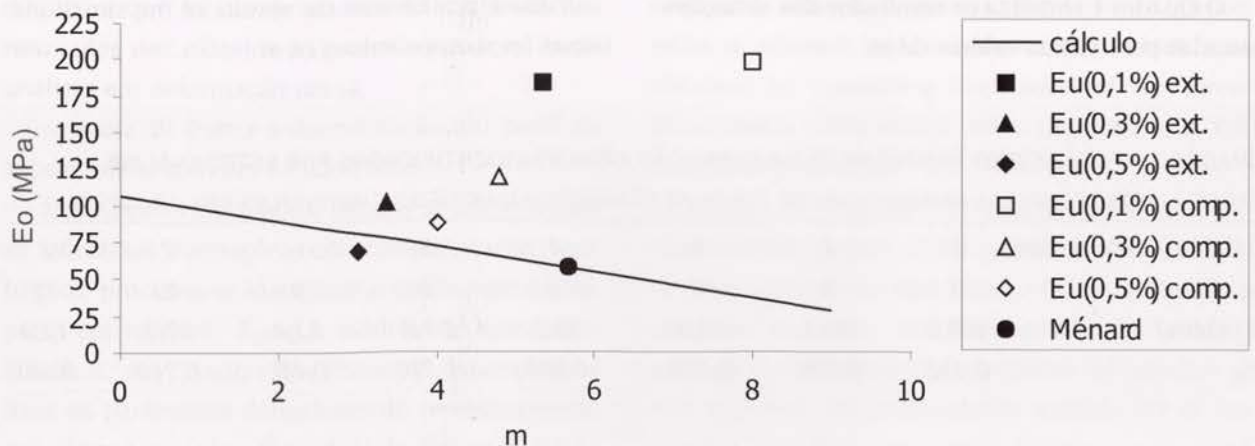


Figura 13 – Comparação entre os valores de E_0 e m determinados pelos ensaios e numericamente

Figure 13 – Comparison of E_0 and m values determined through tests and numerically

Como a figura evidencia parece poder concluir-se que a solução do problema pode ser muito bem ajustada recorrendo aos parâmetros E_0 e m avaliados através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard. Também os módulos de deformabilidade secantes para extensões de 0,5 % (compressão) e 0,3 e 0,5 % (extensão) parecem permitir ajustar razoavelmente a solução.

Contudo, o êxito deste ajustamento passa incondicionalmente pela adopção criteriosa de um valor conveniente do coeficiente de impulso em repouso. De acordo com a figura 12 o valor deste parâmetro teria que ser de cerca de 0,55 para o caso dos módulos secantes e de 0,64 para o caso do módulo avaliado a partir dos ensaios pressiométricos, valores estes que são próximos do limite inferior do intervalo deduzido dos ensaios com o pressiómetro autopercussor ($0,57 < K_0 < 1,33$).

Do exposto acima, pode-se deduzir que o modelo elástico linear e isotrópico se mostra relativamente adequado para a resolução do problema em questão, desde que se adopte para K_0 um valor próximo dos valores mínimos obtidos nos ensaios.

Com o objectivo de simular a anisotropia inerente que a maioria dos depósitos naturais apresenta, alguns cálculos foram também efectuados admitindo-se um comportamento transverso-isotrópico para a formação das "Argilas dos Prazeres". Uma vez que a

As the figure shows, it is apparently possible to conclude that the problem can be appropriately solved using the E_0 and m parameters evaluated through Ménard pressuremeter tests. Also, the drying deformability modules for extensions of 0.5% (compression) and 0.3 and 0.5% (extension) seem to allow a reasonable adjustment of the solution.

However, the success of this adjustment requires the careful adoption of a convenient value for the coefficient of impulse at rest. According to figure 12, the value of this parameter would have to be around 0.55 for the drying modules, and 0.64 for the module evaluated through pressuremeter tests; these values are near the lower limit of the interval derived from the self-drilling pressuremeter tests ($0.57 < K_0 < 1.33$).

From the above, it may be deduced that the linear and isotropic elastic model is relatively adequate to solve the problem, as long as K_0 is given a value that is close to the minimum values obtained in the tests.

In order to simulate the inherent anisotropy presented by most natural deposits, some calculations were also made, admitting a transverse-isotropic behavior for the formation of the "Argilas dos Prazeres." Since the influence of the anisotropy of the deformability module (E_h/E_v) on the behavior

influência no comportamento do maciço adjacente à escavação da anisotropia referente ao módulo de deformabilidade (E_h/E_v) é bastante pequena, apenas se considerou a anisotropia referente ao módulo de distorção em qualquer plano vertical (G_{vh}/E_v).

Nestes cálculos, começou-se por fixar o valor do módulo de deformabilidade, tomado igual ao avaliado através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, e procurar identificar os valores do coeficiente de impulso em repouso e da razão entre o módulo de distorção e o módulo de deformabilidade ($n = G_{vh}/E_v$) que melhor ajustem a solução do problema. Tal não foi possível dada a existência de um conjunto infinito de soluções, em vez de uma solução única.

Assim optou-se por considerar vários valores do coeficiente de impulso em repouso e para cada um deles identificar o correspondente valor de n . Os resultados obtidos podem ser visualizados na figura 14.

Atribuindo a K_0 um valor de 0,87, correspondente ao valor médio deduzido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e próximo dos valores estimados empiricamente a partir do grau de sobreconsolidação da argila avaliado nos ensaios edométricos efectuados, a figura anterior permite concluir que um valor de n igual a 0,29 possibilita ajustar bem a curva dos assentamentos à superfície calculada com a observada.

of the massif adjacent to the excavation is relatively small, only the anisotropy of the distortion module on any vertical plane was (G_{vh}/E_v) measured.

These calculations were begun by fixing the value of the deformability module, taken to be equal to the value evaluated in the Ménard pressuremeter tests, and trying to identify the values of the coefficient of impulse at rest and the ratio of the distortion module to the deformability module ($n = G_{vh}/E_v$) that better adjusted the solution to the problem. This was not possible because of the existence of an infinite set of solutions, instead of a single solution.

It was thus decided to consider several values of the coefficient of impulse at rest and, for each of them, to identify the corresponding value of n . The results obtained can be seen in figure 14.

Assigning a value of 0.87 to K_0 , which corresponds to the average value deduced from the self-drilling pressuremeter tests and is near the values estimated empirically from the degree of overconsolidation of the clay evaluated in the edometric tests performed, the previous figure allows us to conclude that a value of n equal to 0.29 permits an adequate adjustment of the calculated surface settlements curve to the one observed.

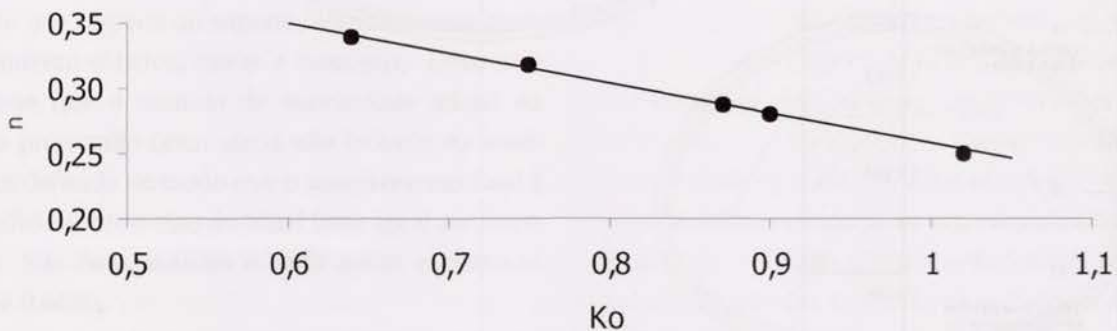


Figura 14 - Relação entre os parâmetros n e K_0 que permite ajustar a solução do problema, com o módulo de deformabilidade avaliado através do ensaio de Ménard
 Figure 14 - Ratio of parameters n and K_0 that allows adjusting the solution to the problem, with the deformability module evaluated through the Ménard test

TÚNEL PARAÍSO DO METRO DE SÃO PAULO

A secção transversal do túnel, representada na figura 15, tem uma altura de 8,7 m e uma largura máxima de 11,7 m, originando um volume de escavação por metro linear de aproximadamente 80 m³. O seu recobrimento é de aproximadamente 7,6 m.

Ainda na figura 15 são apresentadas as condições geotécnicas locais. Essas condições podem ser resumidamente descritas como se indica:

- logo abaixo de uma fina camada de aterro e até uma profundidade de aproximadamente 12 m, existe um estrato de argila vermelha porosa de

PARAÍSO TUNNEL OF THE SÃO PAULO SUBWAY

The tunnel's cross section, shown in figure 15, has a height of 8.7m and a maximum width of 11.7m, resulting in a volume of excavation per linear meter of approximately 80m³. Its lining is approximately 7.6m.

In figure 15 are also presented the local geotechnical conditions. These conditions can be summarized as follows:

- immediately below a thin layer of landfill and up to a depth of approximately 12m, there is a layer of porous red clay with a medium soft consistency ($4 \leq N_{SPT} \leq 6$) that, as the depth

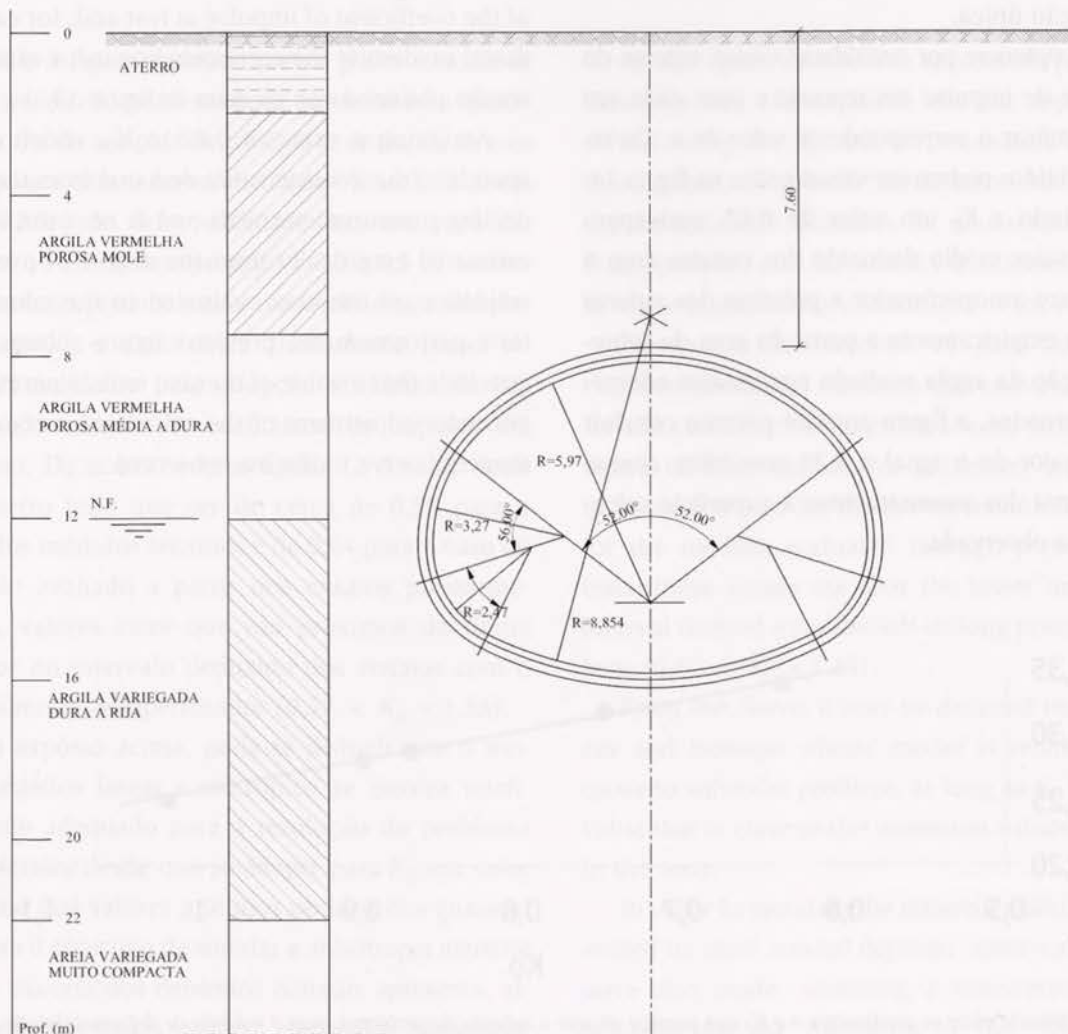


Figura 15 – Túnel Paraíso – secção transversal e condições geotécnicas
Figure 15 – Paraíso Tunnel – cross section and geotechnical conditions

consistência mole a média ($4 \leq N_{SPT} \leq 6$), que com o aumento da profundidade cresce de média a dura ($7 \leq N_{SPT} \leq 11$), constituído por um solo não saturado e altamente poroso;

- dos 12 m e até uma profundidade da ordem dos 22 m, ocorre um estrato de argila variegada de cor amarela e de consistência dura a rija ($12 \leq N_{SPT} \leq 22$), solo este altamente heterógeneo quanto à compactidade e composição granulométrica;
- abaixo dos 22 m localiza-se uma areia argilosa variegada, muito compacta ($N_{SPT} \geq 23$).

O processo construtivo empregue baseou-se no método NATM, tendo a seqüência de escavação sido feita de acordo com o esquema representado na figura 16.

Para o estudo dos campos de tensões e de deslocamentos originados pela escavação foram aplicados modelos por elementos finitos. Os cálculos foram efectuados através de análises tridimensionais.

Em todos os cálculos, o estado de tensão inicial foi considerado geostático e definido a partir dos pesos volúmicos das diferentes formações e dos respectivos valores do coeficiente de impulso em repouso. Para a simulação do comportamento dos solos considerou-se dois modelos constitutivos: um modelo elástico perfeitamente plástico, com a rotura a ser controlada pelo critério de Mohr-Coulomb, e o modelo de Lade. A parametrização dos modelos foi feita a partir dos resultados de ensaios de laboratório realizados por Parreira (1991).

No que respeita ao suporte, admitiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico. Deve salientar-se que o módulo de elasticidade inicial do betão projectado (arco ainda não fechado na soleira) foi definido de modo que o assentamento final à superfície sobre o eixo do túnel fosse igual ao observado. Nas duas análises o valor assim encontrado foi de 0,6GPa.

Note-se, ainda, que uma via pública pavimentada de 12 m de largura, sob a qual o túnel se desenvolve, foi simulada através de elementos barra com comportamento elástico linear.

increases, goes from medium softness to hard ($7 \leq N_{SPT} \leq 11$), constituted by an unsaturated and highly porous soil;

- from 12m to a depth of around 22m, there is a layer of yellow, variegated clay with a hard to stiff consistency ($12 \leq N_{SPT} \leq 22$); this soil is highly heterogeneous in terms of compactness and granulometric composition;
- below 22m is found a very compact ($N_{SPT} \geq 23$) variegated, clay sand.

The construction process used was based on the NATM method; the excavation sequence followed the scheme shown in figure 16.

In the study of the fields of tensions and displacements originated by the excavations, finite element models were applied. The calculations were made through three-dimensional analysis.

For all calculations, the initial tension state was considered to be geostatic and defined based on the volume weights of the various formations and the respective values of the coefficient of impulse at rest. Two constitutive models were considered for the simulation of soil behavior: a perfectly plastic, elastic model, with the rupture controlled by the Mohr-Coulomb criterion, and the Lade model. Model parameters were derived from the results of lab tests performed by Parreira (1991).

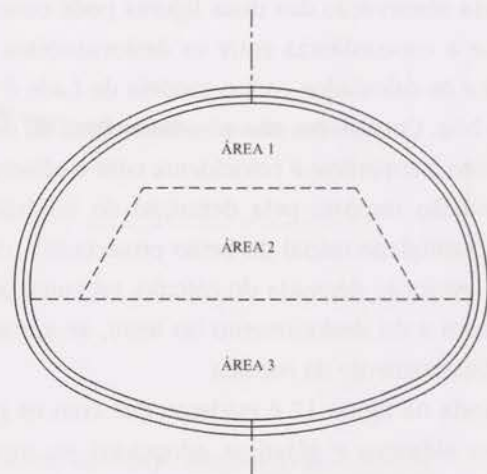


Figura 16 - Túnel Paraíso - seqüência construtiva adoptada
 Figure 16 - Paraíso Tunnel - construction sequence adopted

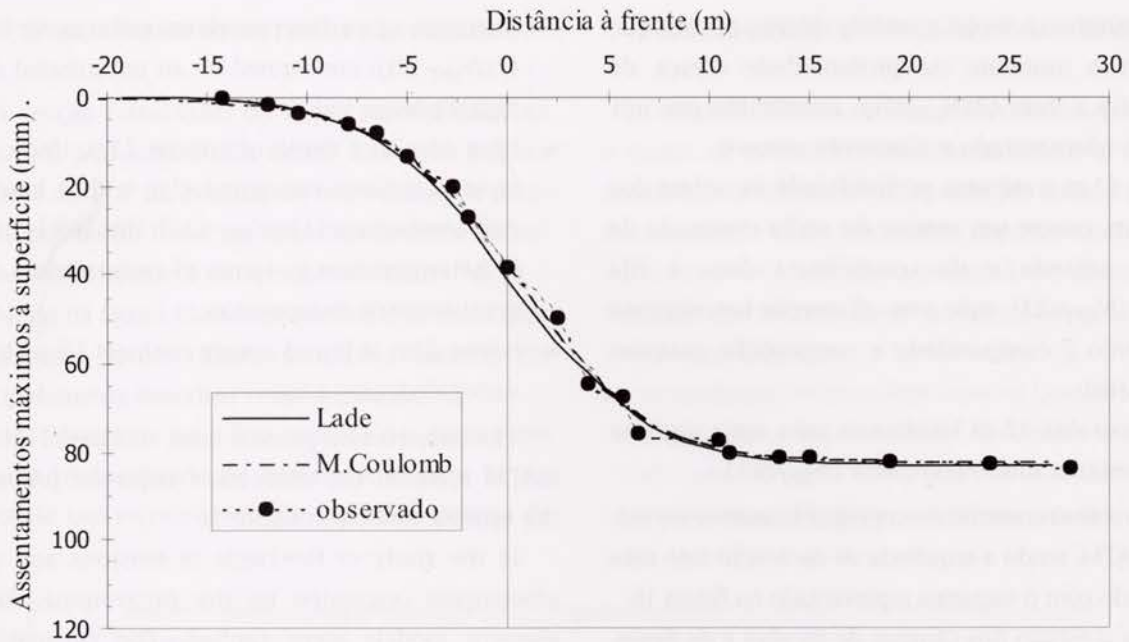


Figura 17 - Perfil longitudinal dos assentamentos à superfície - comparação dos resultados observados e dos fornecidos pelos modelos elástico perfeitamente plástico e de Lade

Figure 17 - Longitudinal profile of surface settlements - comparison of the observed results and those furnished by the perfectly plastic, elastic model and the Lade model

Na figura 17, a evolução com o avanço da frente do assentamento máximo à superfície resultante dos dois cálculos tridimensionais efectuados é comparada com os resultados da observação, também representados. Na figura 18 compara-se a evolução, após a escavação da secção, do deslocamento vertical no tecto do túnel calculada numericamente com a observada num pino localizado no tecto do túnel.

Pela observação das duas figuras pode concluir-se que a concordância entre os deslocamentos medidos e os calculados com o modelo de Lade é bastante boa. Com efeito, não só o valor final do deslocamento à superfície é coincidente com o observado - condição imposta pela definição do módulo de deformabilidade inicial do betão projectado - como a sua evolução derivada do cálculo, tal como acontece com a do deslocamento no tecto, se aproxima significativamente da medida.

Ainda na figura 17 é evidente que com os parâmetros elásticos e plásticos adoptados no modelo elástico perfeitamente plástico foi também possível reproduzir com boa aproximação a evolução do

Regarding the support, an elastic, linear and isotropic behavior was admitted. It must be noted that the initial elasticity module of the shotcrete (arch not yet closed at the sill) was defined in a way that the final surface settlement over the tunnel's axis was equal to the one observed. In both analysis the value thus found was 0.6 GPa.

It must also be noted that a 12-m wide public road under which the tunnel runs was simulated with bar elements with a linear, elastic behavior.

In figure 17, the evolution of the forward advancement of the maximum surface settlement resulting from both three-dimensional calculations performed is compared to the results of observation, which are also shown. In figure 18, the evolution of the vertical displacement of the tunnel's roof after excavation of the section, calculated numerically, is compared to the displacement observed on a pin placed on the tunnel's roof.

By looking at both figures, we may conclude that the agreement between the displacements measured and those calculated with the Lade

deslocamento vertical máximo à superfície do terreno com o avanço da frente. O mesmo não acontece, no entanto, com a evolução do deslocamento vertical no tecto do túnel. Como a figura 18 permite verificar, é significativamente maior do que o observado o deslocamento no tecto calculado com o modelo elástico perfeitamente plástico.

Também importantes são as diferenças entre os deslocamentos verticais no coroamento do túnel calculados pelos dois modelos e os medidos, como se ilustra na figura 19. Se adiante da frente de escavação a concordância é razoável, verificando-se um decréscimo dos deslocamentos com a profundidade, com o aproximar e a passagem daquela os resultados relativos aos cálculos prevêem um aumento dos deslocamentos com a profundidade – muito ligeiro no modelo de Lade e muito pronunciado no modelo elástico perfeitamente plástico – contrariamente ao que foi observado.

O aumento considerável, uma vez escavada a secção, dos deslocamentos verticais no coroamento do túnel correspondentes ao cálculo elástico perfeitamente plástico é justificado pela incapacidade

model is fairly good. In effect, not only the final value of the surface displacement coincides with the one observed – a condition imposed by the definition of the initial deformability module of the shotcrete – but also its evolution derived from the calculations, as is the case with the roof's displacement, is significantly close to the measured values.

From figure 17 it is also evident that, with the elastic and plastic parameters adopted in the perfectly plastic, elastic model, it was also possible to accurately reproduce the evolution of the maximum vertical displacement of the land's surface with a forward advancement. The same cannot be said, however, about the evolution of the vertical displacement of the tunnel's roof. As figure 18 shows, the roof displacement calculated with the perfectly plastic, elastic model is significantly greater than the one observed.

The differences between the vertical displacements of the tunnel's crown calculated by both models and those measured are also significant, as shown in figure 19. Whereas ahead of the front of the excavation there is a reasonable agreement, showing a decrease of displacements with depth,

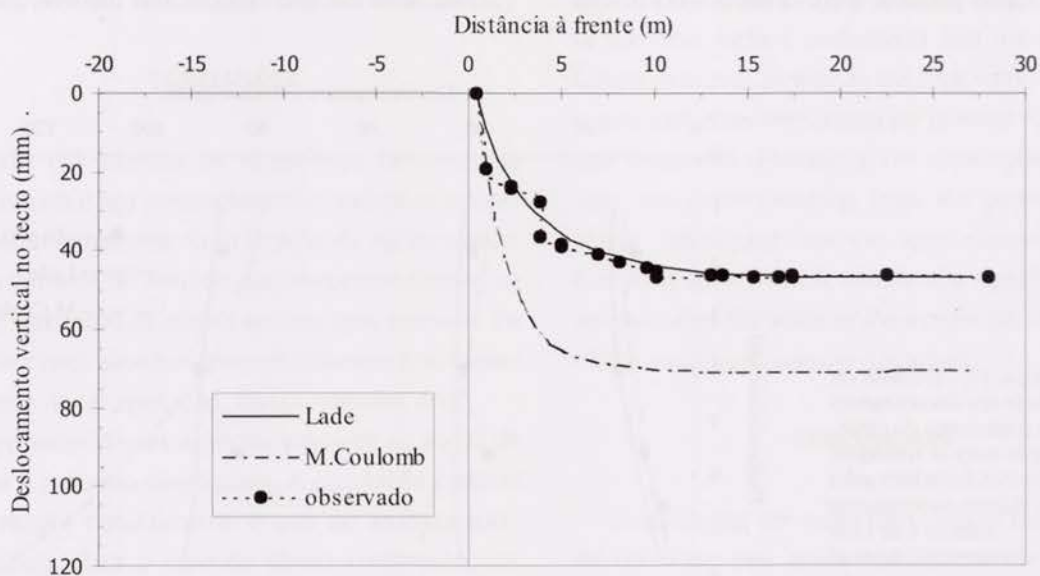


Figura 18 – Evolução do deslocamento vertical no tecto do túnel com o avanço da escavação – comparação dos resultados observados e dos fornecidos pelos modelos elástico perfeitamente plástico e de Lade
 Figure 18 – Evolution of the vertical displacement of the tunnel's roof as the excavation advances – comparison of the results observed and those furnished by the perfectly plastic, elastic model and the Lade model

daquele modelo traduzir a dependência do comportamento mecânico dos solos em relação à trajetória de tensões. Com efeito, o facto de, após a escavação da secção, uma vasta zona de elementos localizada no coroamento do túnel se encontrar em descarga – diminuição da tensão de corte – confere ao solo aí situado uma menor deformabilidade do que a correspondente ao modelo adoptado, modelo cujas características elásticas, sendo obtidas nos ensaios triaxiais convencionais, traduzem o comportamento global do maciço em situação de primeira carga.

Na figura 20 compara-se os perfis transversais dos assentamentos finais à superfície obtidos nos dois cálculos tridimensionais com o observado. Da análise da figura pode-se ver que existe uma concordância muito razoável entre o perfil calculado com o modelo de Lade e o observado. De forma idêntica à observada, o cálculo evidencia uma restrição importante dos deslocamentos verticais a uma zona do maciço situada acima do tecto, facto este que é o responsável pelo afastamento do perfil transversal dos assentamentos finais à superfície da forma da curva de Gauss e pelo elevado valor da distorção máxima verificada. Contrariamente ao observado e ao obtido no cálculo elasto-plástico, a curva decorrente do cál-

as it is approached and passed the results relative to the calculations foresee an increase of displacements with depth – very slight in the Lade model and very pronounced in the perfectly plastic, elastic model – contrary to what was observed.

The considerable increase, after the section has been excavated, of the vertical displacements of the tunnel's crown corresponding to the perfectly plastic, elastic calculation is justified by the model's incapacity to translate the dependency of the mechanic behavior of soils in relation to the trajectory of tensions. In effect, after the section has been excavated, a large area of elements found at the tunnel's crown is in a state of reduced tension, giving the soil at that location a lower deformability than the one corresponding to the model adopted, whose elastic characteristics, obtained through conventional triaxial tests, reflect the overall behavior of the massif in a situation of first load.

Figure 20 shows a comparison of the transversal profiles of the final surface settlements obtained in both three-dimensional calculations and those observed. An analysis of the figure shows that there is a very reasonable agreement between the profile calculated with the Lade model and the one observed.

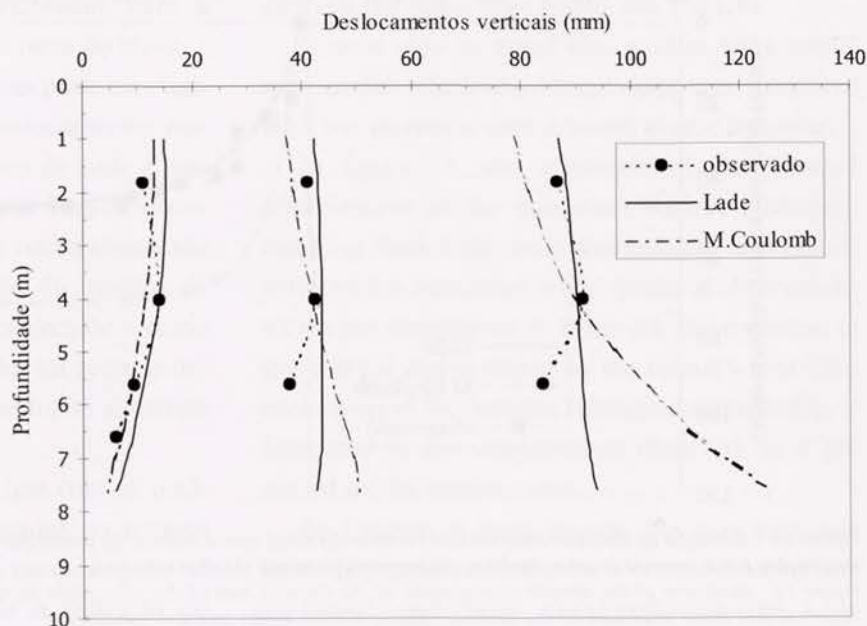


Figura 19 – Evolução em profundidade dos deslocamentos verticais no coroamento do túnel - comparação entre os resultados observados e os fornecidos pelos modelos elástico perfeitamente plástico e de Lade

Figure 19 – Evolution in depth of vertical displacements of the tunnel's crown - comparison of the results observed and those furnished by the perfectly plastic, elastic model and the Lade model

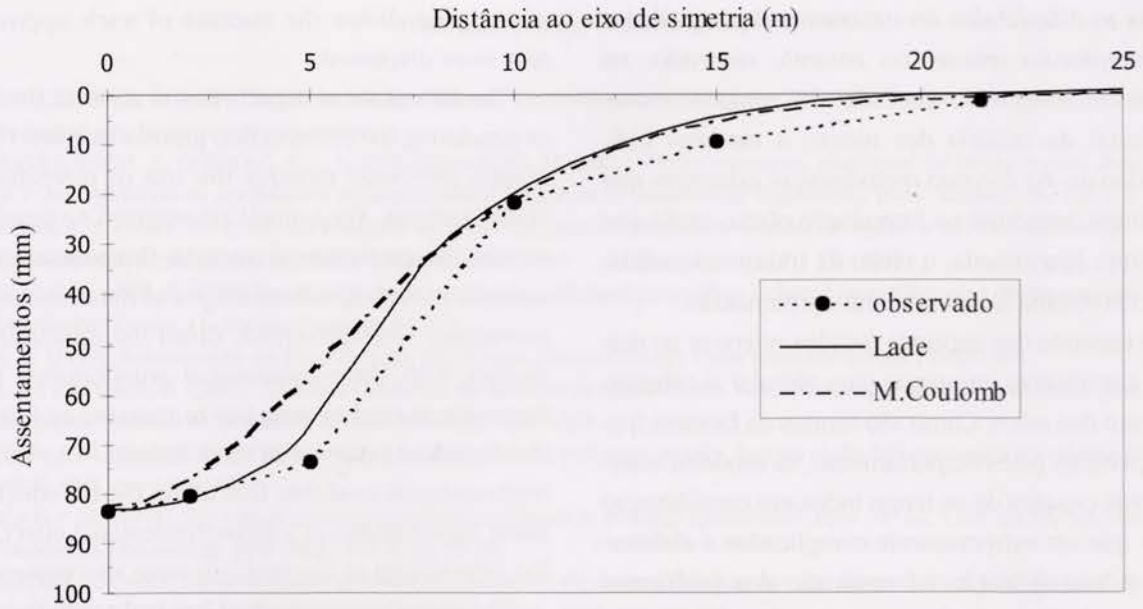


Figura 20 - Perfil transversal dos assentamentos à superfície do terreno - comparação entre os resultados observados e os fornecidos pelos modelos elástico perfeitamente plástico e de Lade
 Figure 20 - Transversal profile of the settlements on the ground surface - comparison of the results observed and those furnished by the perfectly plastic, elastic model and the Lade model

culo elástico perfeitamente plástico tem a forma aproximada de uma curva de Gauss, daí resultando uma subestimação significativa do valor do declive máximo, ou seja, da distorção angular máxima.

CONCLUSÕES

Tendo em atenção os numerosos factores que condicionam o seu comportamento, salientou-se neste trabalho o interesse da utilização da via numérica, nomeadamente do método dos elementos finitos, na análise estrutural de túneis em maciços terrosos. De entre os vários aspectos que condicionam fortemente o sucesso de tal aplicação, foram referidos dois.

O primeiro desses aspectos refere-se ao modo de simular o processo construtivo. A simulação correcta deste exigirá naturalmente o uso de análises tridimensionais. Para o caso de túneis construídos sequencialmente ou sob a protecção de um escudo, foram apresentadas metodologias de modelação numérica tridimensional do procedimento construtivo.

Exactly as observed, the calculation shows a significant restriction of vertical displacements to a zone of the massif situated above the roof; this fact is responsible for the difference between the transversal profile of the final surface settlements and the form of the Gaussian curve, as well as the high value of the maximum distortion seen. Contrary to what was observed and what was obtained in the elastic-plastic calculation, the curve resulting from the perfectly plastic, elastic calculation has the approximate form of a Gaussian curve, which results in a significant underestimation of the value of the maximum slope, that is, of the maximum angular distortion.

CONCLUSIONS

Considering the numerous factors that condition its behavior, this study highlighted the interest of using a numeric approach, namely the method of finite elements, in the structural analysis of tunnels in soft soil massifs. Among the various aspects that

Dadas as dificuldades do tratamento dos equilíbrios tridimensionais tem-se, no entanto, recorrido, no dimensionamento ou previsão do comportamento estrutural da maioria dos túneis, a modelos bidimensionais. As diversas metodologias existentes que permitem introduzir na formulação plana, ainda que de forma aproximada, o efeito da tridimensionalidade do problema foram também apresentadas.

O segundo dos aspectos focados refere-se ao modelo constitutivo empregue para simular o comportamento dos solos. Como são muitos os factores que caracterizam este comportamento, os modelos constitutivos capazes de os terem todos em consideração terão que ser extremamente complicados e elaborados. A sua aplicação na resolução dos problemas práticos de Engenharia não se justifica na maioria das vezes. É assim frequente recorrer-se a modelos mais simples, cujos parâmetros sejam fáceis de obter e que, embora não capazes de descrever todos os aspectos específicos do comportamento dos solos, consigam simular de modo adequado as principais características do problema em estudo.

Nas duas últimas secções do trabalho foram apresentados os resultados de análises numéricas de duas obras, que procuraram evidenciar as potencialidades, as limitações e os campos de aplicação de alguns dos modelos constitutivos disponíveis. No primeiro caso, correspondente à abertura a um túnel em solos duros a rijos, pôde-se comprovar que um simples modelo elástico linear se mostra razoavelmente adequado para a resolução do problema. Já no segundo caso, correspondente à abertura de um túnel num maciço altamente compressível, foi constatado que só com a utilização de um modelo avançado – modelo de Lade – foi possível obter resultados concordantes com os fornecidos pela instrumentação.

strongly condition the success of such approach, two were discussed.

The first of these aspects has to do with the way of simulating the construction process. A correct simulation obviously requires the use of three-dimensional analysis. For tunnels constructed sequentially or with the protection of a shield, three-dimensional numeric modeling methodologies of the construction procedures were presented. Given the difficulties in dealing with three-dimensional equilibriums, two-dimensional models were use to measure or forecast the structural behavior of most tunnels. The various methodologies available that allow the introduction, albeit approximate, of a three-dimensional effect in a flat formulation of the problem were also presented.

The second aspect studied has to do with the constitutive model used to simulate soil behavior. Since many factors characterize this behavior, constitutive models capable of considering all of them are necessarily complex and elaborate. Their application in solving practical engineering problems cannot be justified in most cases. As a result, simpler models are frequently used, whose parameters are easy to obtain and, although unable to describe all specific aspects of soil behavior, are capable of adequately simulating the main characteristics of the problem studied.

In the last two sections of this study, the results of the numerical analysis of two construction projects were presented, aiming at showing potentialities, limitations, and fields of application of some of the constitutive models available. The first case, which corresponds to the construction of a tunnel in hard to brittle soils, showed that a simple linear elastic model is reasonably adequate to solve the problem. In the second case, which corresponds to the construction of a tunnel in a highly compressible massif, it was seen that only an advanced model – the Lade model – was able to produce results that matched those obtained by the instrumentation.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- ALMEIDA E SOUSA, J. (1999). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Tese de Doutoramento em Ciências de Engenharia, Universidade de Coimbra.
- ALMEIDA E SOUSA, J.; CARDOSO, A.S.; MATOS FERNANDES, M. (2001). *Three-dimensional analysis of the Paraíso tunnel, Brazil*. Proc. of 3rd Int. Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Porto, Balkema, pp. 165-173.
- CARDOSO, A. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicadas em Escavações. Métodos de Análise e de Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- CLOUGH, G.W.; LECA, E. (1989). *Use of finite element methods for soft ground tunnelling*. Colloque Int. sur Tunnels e Microtunnels em Terrain Meuble: du Chantier à la Théorie, Paris, pp. 531-573.
- DIAS, D. (1999). *Renforcement du Front de Taille des Tunnels par Boulonnage*. Thèse présentée devant l'INSA-Lyon.
- DIAS, D.; KASTNER, R. (2002). *Simulação numérica da abertura de túneis e solos - Deslocamentos e danos nos edifícios*. Actas do 8^o Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 1215-1228.
- DUNCAN, J. M.; CHANG, C. (1970) *Non linear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, SM5, pp. 1629-1653.
- DUNCAN, J. M. (1994). *The role of advanced constitutive relations in practical applications*. Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, Vol. 5, pp. 31-48.
- EISENSTEIN, Z. (1986). *The contribution of numerical analysis to the design of shallow tunnels*. Geomechanical Modelling in Engineering Practice (ed. R. Dungar and J. A. Studer), A. A. Balkema Pub., 1986, pp. 135-164.
- FOLQUE, J. (1975). *Introdução ao curso 110-2 - Equilíbrios limites e estados críticos*. LNEC, Lisboa.
- GUEDES DE MELO, P. (2002). *Modelação Numérica da Construção de Túneis em Solos*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- KASALI, G. (1981). *Three Dimensional Finite Elements Analysis of Shallow Soil Tunneling*. Ph. D. Thesis, University of Stanford, USA.
- KATZENBACH, R.; BRETH, H. (1981). *Nonlinear 3D analysis for NATM in Frankfurt Clay*. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1, pp. 315-318.
- LEE, K. M.; ROWE, R. K.; LO, K. Y. (1992). *Subsidence due to tunnelling. I - Estimating the GAP" parameter*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, pp. 929-940.
- LO, K. Y.; GONSALVES, S. E. M. (1994). *The effects of surface excavation on existing tunnels in urban areas*. Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 2, pp. 859-868.
- MARQUES, F. E.; ALMEIDA E SOUSA, J.; LEMOS, L.L. (2001). *Túnel do término da Alameda II: caracterização geotécnica da formação das "Argilas dos Prazeres" interessada pelas obras*. Revista de Geotecnia, SPG, N^o 92, pp. 87-106
- MOREIRA, C. M. C.; ALMEIDA E SOUSA, J. (2000). *Aplicação de técnicas de retroanálise na identificação de alguns parâmetros geotécnicos de um maciço terroso interessado pela abertura de um túnel do Metropolitano de Lisboa*. Actas do VI Congresso Nacional de Mecânica Aplicada, Aveiro.
- NG, R. M. C.; LO, K. Y.; ROEW, R. K. (1986). *Analysis of field performance - the Thunder Bay tunnel*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23, pp. 30-50.
- PANET, M.; GUELLEC, P. (1979). *Contribution a l'étude du soutènement d'un tunnel a l'arrière du front de taille*. Proc. 3rd Int. Conf. Rock Mechanics, pp. 1163-1168.
- PARREIRA, A. B. (1991). *Análise de Túneis Rasos em Solos - O Túnel Mineiro Paraíso da Linha Paulista do Metropolitano da Cidade de S. Paulo*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro.
- PECK, R. B. (1969). *Deep excavation and tunnelling in soft ground*. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- ROCHA, M. (1976). *Estruturas Subterrâneas*. Lições dos Cursos de Mestrado em Geologia da Engenharia e Mecânica dos Solos, Universidade Nova de Lisboa.
- ROWE, R. K.; KACK, G. J.; (1983). *A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 299-314.
- ROWE, R. K.; LEE, K. M. (1992). *Subsidence owing to tunnelling. II - Evaluation of a prediction technique*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, pp. 941-954.
- SCHIKORA, K. (1982). *Calculation model and measuring results for a double tunnel with low overburden in quaternary soil*. Tunnel (STUVA, Cologne), 3/82, pp.153-161.
- SWOBODA, G. (1979). *Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 2, pp. 581-586.

- TAN, D. Y.; CLOUGH, G. W. (1980). *Ground control for shallow tunnels by soil grouting*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, pp. 1037-1057.
- TANG, D. K. W; LEE, K. M.; NG, C.W. W. (2000). *Stress paths around a 3D numerically simulated NATM tunnel in stiff clay*. Proc. of the Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, Balkema, pp. 443-449.
- WROTH, C. P.; HOULSBY, G. T. (1985). *Soil mechanics. Properties characterization and analysis procedures*. Theme Lecture N° 1, Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. Francisco, Vol. 1, pp.1-55.



Engenharia de barragens

Análise sísmica

Dam engineering

Earthquake analysis

Pedro Simão Sêco e Pinto

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra Investigador Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

Full Professor, Department of Civil Engineering, Coimbra University School of Science and Technology; Researcher Director of the National Laboratory for Civil Engineering (LNEC)

*Where love is great, the littlest doubts are fear;
Where little fears grow great, great love grows there.*
(Love, Shakespeare, Hamlet)

INTRODUÇÃO

Efectua-se a análise do comportamento das barragens aos sismos, com particular destaque para os sismos recentes.

Referem-se aos modelos experimentais e matemáticos para a análise de estabilidade das barragens aos sismos.

Descrevem-se os estudos das fundações terrosas e rochosas e discute-se a análise do potencial de liquefacção.

Apresenta-se a selecção dos critérios determinísticos e probabilísticos do dimensionamento aos sismos.

Descreve-se a neotectónica e as relações de atenuação.

Aborda-se a observação e a análise de segurança das barragens durante a sua construção e exploração.

Trata-se da sismicidade induzida e dos ensaios dinâmicos em protótipos.

Discute-se o efeito de envelhecimento e a reabilitação das barragens.

Referem-se os benefícios e as preocupações das barragens.

INTRODUCTION

The performance of dams subjected to earthquakes is addressed with particular emphasis on recent earthquakes.

Analysis of dam stability during earthquakes using experimental and mathematical models is referred to.

Foundation studies for soil and rock materials are described and assessment of liquefaction potential is discussed.

Selection of design earthquakes by deterministic and probabilistic criteria is presented. Neotectonic and attenuation relations are also described.

Monitoring and dam safety are addressed.

Reservoir induced seismicity and prototype dynamic tests are covered.

Ageing effects and rehabilitation of dams are discussed.

Benefits and concerns of dams are discussed.

Risk analysis is addressed.

Some final considerations and topics for discussions are presented.

Aborda-se a análise de risco.

Apresentam-se algumas considerações finais e tópicos para discussão.

COMPORTAMENTO DAS BARRAGENS SUJEITO AOS SISMOS

De um estudo cuidadoso do comportamento das barragens aos sismos é possível seleccionar os seguintes mecanismos:

- Deslizamento ou distorsão do aterro e fundação ou ambos;
- Fendas transversais;
- Fendas longitudinais;
- Perda de folga devido a compactação do aterro ou fundação;
- Rotura de condutas enterradas;
- Galgamento devido a seichas da albufeira;
- Galgamento devido a deslizamentos na albufeira;
- Rotura da barragem devida a movimentos das falhas na fundação;
- Movimentos tectónicos diferenciais da fundação;
- Rotura do descarregador e das obras de descarga;
- Rotura por erosão interna devido a fendas induzidas pelos movimentos;
- Liquefacção da barragem e fundação.

A listagem do tipo dos danos não é independente, Analisa-se subsequentemente o comportamento das barragens aos sismos.

Sismo de Northridge

Das 108 barragens sob a supervisão da Divisão de Segurança das Barragens, 12 barragens estão localizadas num raio de 80 km do epicentro do sismo de Northridge que ocorreu em 17 de Janeiro de 1994, com um momento de magnitude de 6.7.

Doze barragens de terra exibiram fraca fissuração e movimentos superficiais com larguras de fendas que não excederam os 25 mm (EERI, 1995).

A barragem de Los Angeles Dam, uma barragem de terra zonada, com um núcleo argiloso e maciços de montante e jusante de materiais com cascalheira

PERFORMANCE OF DAMS SUBJECTED TO EARTHQUAKES

From a careful study of dam behavior during earthquakes, the following failure mechanisms can be selected:

- Sliding or shear distortion of embankment or foundation or both;
- Transverse cracks;
- Longitudinal cracks;
- Loss of freeboard due to compaction of embankment or foundation;
- Rupture of underground conduits;
- Overtopping due to seiches in reservoir;
- Overtopping due to slides or rockfalls into reservoir;
- Disruption of dam by major fault movement in foundation;
- Differential tectonic ground movements;
- Failure of spillway or outlet works;
- Piping failure through cracks induced by ground motions;
- Liquefaction of embankment or foundation.

The damage modes listed are not necessarily independent of each other.

Dam behavior during recent earthquakes is subsequently analyzed.

Northridge earthquake

Of the 108 dams under the supervision of the State Division for the Safety of Dams, twelve were located within an 80km radius of the epicenter of the Northridge earthquake which occurred on January 17 1994, with a moment magnitude of 6.7.

Twelve earth dams exhibited some minor cracking and movement. Generally, surficial and crack widths rarely exceed 25mm (EERI, 1995).

Los Angeles Dam, a zoned earthfill dam with a clay zone, upstream and downstream shells of coarse materials and a chimney drain, constructed in the 1970s, probably experienced the strongest shaking, with peak horizontal accelerations ranging from 0.42g at the abutment to 0.56g at the

e um filtro chaminé, construída em 1970, provavelmente sofreu a vibração mais elevada, com acelerações horizontais de pico de 0.42 g no encontro e 0.56 g no coroamento. O perfil tipo da barragem está ilustrado na figura 1 (David e Bardet, 1996). A barragem teve um bom comportamento com pequenas fendas no pavimento asfáltico e valores de assentamento de 90 mm e deslocamentos horizontais de 55 mm, na secção máxima.

Somente uma pequena barragem de estêreis localizada numa pedreira de areia e cascalho, em Simi Valley, sofreu rotura.

A crest. A cross-section of the dam is shown in figure 1 (David and Bardet, 1996). The dam performed well, with some minor cracking of the asphalt concrete pavement, maximum crest settlement of 90mm and horizontal movements of 55mm at the maximum section.

The only actual dam failure reported was a small tailings dam located at a sand and gravel quarry operation in the Simi Valley.

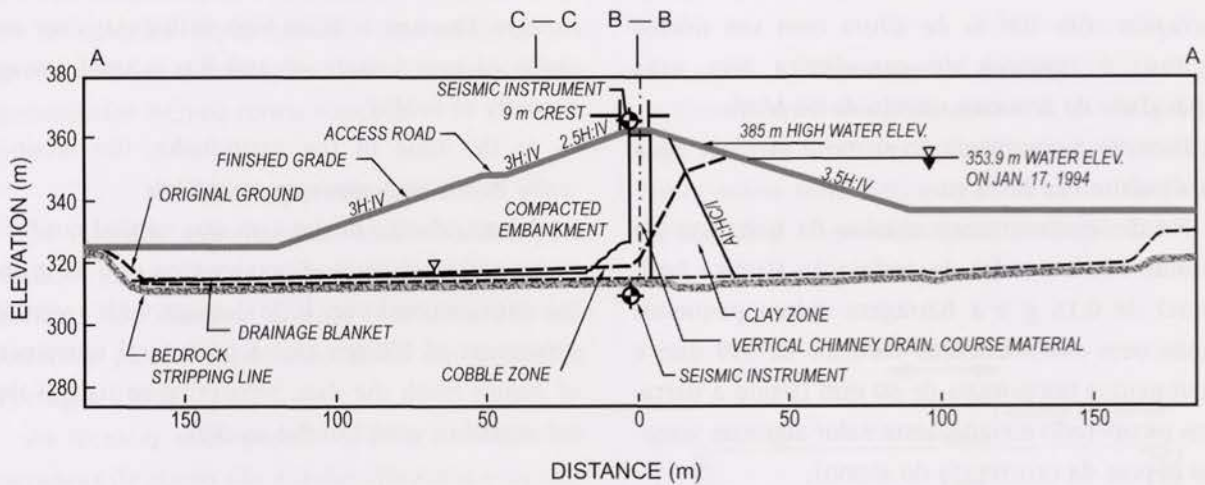


Figura 1 - Perfil tipo da barragem de Los Angeles (segundo David e Bardet, 1996)
Figure 1 - Cross-section of Los Angeles dam (after David and Bardet, 1996)

Sismo de Kobe

As barragens localizadas junto do epicentro do sismo de Kobe sofreram uma vibração intensa, em 17 de Janeiro de 1995, com um momento de magnitude de 7.2. Inspeções especiais efectuadas numa grande zona mostraram que as barragens não sofreram danos que afectaram a sua segurança ou que fossem necessárias medidas de reabilitação urgentes (Nakamura, 1996, Sêco e Pinto, 1996a).

Kobe earthquake

Dams near the epicenter were shaken strongly during the Kobe earthquake which occurred on January 17 1995, with a moment magnitude of 7.2. Special safety inspections of dams were carried out over a wide range of area and showed that there was no damage to the dams which would affect their safety or require immediate protective countermeasures (Nakamura, 1996, Sêco e Pinto, 1996a).

Sismo de Koçaeli

Em 17 de Agosto de 1999, um sismo com a magnitude 7.4 sacudiu Koçaeli, região noroeste de Turquia. O epicentro estava situado aproximadamente a 7 km a sul de Izmit.

Das 472 barragens em operação na Turquia, 48 barragens estavam na zona afectada pelo sismo.

A barragem de Gokçe, localizada a 55 km do epicentro do sismo é uma barragem de aterro com 50 m de altura, com uma albufeira com a capacidade de 25.5 hm³ e com 10 anos de idade não sofreu danos durante o sismo (Courtney et al., 2000).

A barragem de Yuvaçik está localizada próxima do epicentro do sismo, cerca de 7 km da falha. A barragem com 108 m de altura com um núcleo argiloso e maciços de cascalheira tem uma capacidade de armazenamento de 66 Mm³.

Durante a ocorrência do sismo o nível de água na albufeira era de 93 m.

No dimensionamento sísmico da barragem foi considerado um valor de aceleração sísmica horizontal de 0.15 g e a barragem sofreu pequenos danos com assentamentos verticais de 100 mm e movimentos horizontais de 30 mm (tendo a barragem recuperado metade deste valor algumas semanas depois da ocorrência do sismo).

Sismo de Chi-Chi

Depois da ocorrência do sismo de Chi-Chi de 21 de September de 1999, com a magnitude de 7.6, a equipa de reconhecimento do "U.S. Corps of Engineers" relatou o seguinte comportamento das barragens (Wieland, 1999):

- As barragens de Shui-Shi e Touliah, que fazem parte do projecto de Sun-Moon Lake foram sujeitas a uma aceleração de 1g ou superior e exibiram um bom comportamento com assentamentos cerca de 0.3 m;
- A barragem de Shui-Shi exibiu fendas longitudinais ao longo do coroamento e taludes de montante e de jusante. O movimento total horizontal de todas as fendas foi de 100 mm para montante

Koçaeli earthquake

On August 17 1999, an earthquake with a magnitude of 7.4 struck the Koçaeli region of northwest Turkey. The epicenter was approximately 7km south of Izmit.

Of the 472 operating dams in Turkey, 48 lie within the area affected by the earthquake.

Gokçe dam, located approximately 55km from the earthquake's epicenter, is a 50m high embankment dam, with a reservoir capacity of 25.5hm³ and which is 10 years old, was found to have suffered no obvious damage during the earthquake (Courtney et al., 2000).

Yuvaçik dam is located close to the earthquake's epicenter and is approximately 7km from the fault rupture. The dam is 108m high with a clay core and shells of gravel material and has a total storage capacity of 66Mm³.

At the time of the earthquake, the retained water depth was approximately 93m.

Seismic design of the dam was carried out for a horizontal peak ground acceleration of 0.15 g and the dam incurred very little damage with a vertical settlement of 100mm and a horizontal movement of 30mm (with the dam recovering to half of this value within weeks of the quake).

Chi-Chi earthquake

Following the Chi-Chi earthquake on September 21 1999, with a magnitude of 7.6, the US Army Corps of Engineers reconnaissance team reported the following behavior for large dams (Wieland, 1999):

- Shui-Shi and Touliah embankment dams at Sun-Moon Lake pumped storage project were subjected to about 1g or more and performed very well. Both dams settled at about 0.3m;
- Shui-Shi dam had seven longitudinal cracks along the crest and upstream and downstream slopes. The total horizontal movement from all the cracks was less than 100mm upstream and 100mm downstream. There was also a strange vertical bump on the crest;

e de 100 mm para jusante, com a ocorrência de uma caverna no coroamento;

- A barragem de Touliah comportou-se bem com fendas na berma de montante.

O comportamento das barragens durante a ocorrência de sismos irá fornecer orientações sobre o comportamento eficiente das barragens aos sismos e as medidas a serem incorporadas.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DAS BARRAGENS DURANTE A OCORRÊNCIA DE SISMOS

O comportamento das barragens de aterro durante a ocorrência dos sismos pode ser analisado através de modelos experimentais e matemáticos. As potencialidades e limitações destes modelos serão apresentadas de uma forma sumária.

Modelos experimentais

Os métodos experimentais são utilizados para verificar as teorias e calibrar os modelos matemáticos. Não obstante as suas limitações são importantes para a modelação física em geotecnia (Portugal, 1999).

As técnicas mais populares para o estudo das barragens de aterro são a mesa vibratória e os modelos com centrifugadora.

Os ensaios com centrifugadora efectuados por Kimura et al. (1996) mostraram que:

- os ensaios com centrifugadora podem reproduzir adequadamente o comportamento das barragens aos sismos;
- a frequência natural e a amplificação diminui com o aumento da pressão de confinamento e indica a grande influência da tensão de confinamento no comportamento sísmico da barragem.

A planta e o perfil do modelo da barragem constam da figura 2.

- Touliah dam performed well, with only some cracking in a sacrificial upstream berm.

The observed behavior of dams during earthquakes will give some guidelines for efficient structural designs to resist seismic actions and the incorporation of countermeasures.

ANALYSIS OF DAM STABILITY DURING EARTHQUAKES

The behavior of embankment dams during the occurrence of earthquakes can be analyzed using experimental or mathematical models. The capabilities and limitations of these models are summarized briefly.

Experimental models

Experimental methods are used to test predictive theories and verify mathematical models. Nevertheless some limitations are useful for physical modeling in geotechniques (Portugal, 1999).

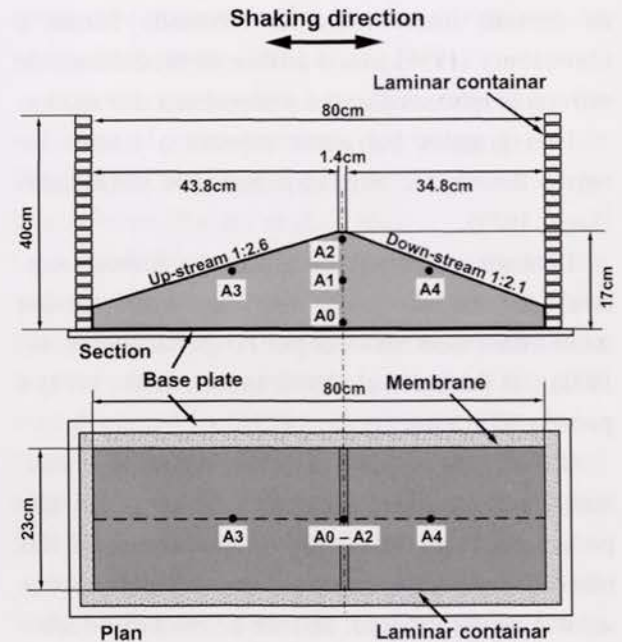


Figura 2 – Planta e perfil de um modelo de barragem e localização de transdutores (segundo Kimura et al., 1996)
Figure 2 – Plan and side view of the dam model and transducers locations (after Kimura et al., 1996)

Modelos matemáticos

A análise dinâmica das barragens de aterro pode ser efectuada por (Sêco e Pinto et. al, 1995):

- Análises pseudo-estáticas;
- Métodos simplificados para cálculo de deformações;
- Análise dinâmica.

As análises pseudo-estáticas consideram um comportamento rígido e elástico para o material (Ambraseys, 1960) e tem a limitação de considerar que o coeficiente sísmico actua numa direcção por um tempo infinito.

Os métodos simplificados para o cálculo de deformações foram propostos por Newmark (1965), Sarma (1975) e Makdisi e Seed (1977) e dão uma resposta razoável para zonas de baixa a média sismicidade.

O modelo de bloco deslizante de Newmark considera somente a componente longitudinal e foi generalizada para incluir as componentes lateral e vertical do sismo por Elms (2000).

A generalização do modelo de bloco deslizante, com a incorporação dos coeficientes dinâmicos de pressão intersticial, foi efectuada Sarma e Chowdhury (1996) para a análise de estabilidade de estruturas terrosas durante a ocorrência dos sismos.

Para grandes barragens sujeitas a sismos intensos devem ser utilizados métodos sofisticados (Seed, 1979).

Diversos programas de elementos finitos recorrendo ao modelo linear equivalente em tensões totais foram desenvolvidos por 1D (Schanabel et. al., 1972), 2D (Idriss et. al., 1973; Lysmer et al., 1974) e pseudo 3D (Lysmer et al., 1975).

Em virtude destes modelos serem essencialmente elásticos as deformações permanentes não podem ser calculadas e são estimadas através das tensões estáticas e sísmicas com a obtenção dos valores de deformação, através de ensaios de laboratório (ensaios triaxiais cíclicos e ensaios de corte simples cíclicos (Sêco e Pinto, 1999).

Para ultrapassar estas limitações, modelos hísticos não lineares com geração e dissipação de

The most popular techniques for embankment dams are the shaking table and centrifuge models.

Centrifuge tests conducted by Kimura et al. (1996) have shown that:

- dynamic centrifuge tests can reproduce the seismic response of dams well;
- both the natural frequency of first order and the response amplification decrease with increasing confining pressure, indicating the significant influence of confining pressure on the seismic behavior of the dam.

The plan and side view of the dam model are shown in figure 2.

Mathematical models

The following dynamic analysis of embankment dams is used (Sêco e Pinto et. al, 1995):

- pseudo-static analyses;
- simplified procedures to assess deformations;
- dynamic analysis.

Pseudo-static analyses assume a rigid or elastic behavior of the material (Ambraseys, 1960) and have the limitation that the seismic coefficient acts in one direction for an infinite time.

Simplified procedures to assess deformations were proposed by Newmark (1965), Sarma (1975) and Makdisi and Seed (1977) and have given reasonable answers in areas of low to medium seismicity.

Newmark's original sliding block model, only considering the longitudinal component, was extended to include the lateral and vertical components of earthquake motion by Elms (2000).

The use of dynamic pore pressure coefficients, along with limit equilibrium and sliding block approaches for assessment of stability of earth structures during earthquakes, was demonstrated by Sarma and Chowdhury (1996).

More sophisticated methods were used for large dams where strong earthquakes have occurred (Seed, 1979).

Several finite element computer programs which assume an equivalent linear model in total

pressões intersticiais têm sido desenvolvidos utilizando uma teoria elástica e plástica.

Os modelos elásticos não lineares desenvolvidos têm considerado um comportamento não linear e hysterético e têm utilizado o critério de Masing e incorporam o efeito de pressões intersticiais transitórias e residuais geradas pelo carregamento sísmico (Lee e Finn, 1978; Finn, 1987).

Para modelos baseados na teoria de plasticidade o modelo de superfície de cedência múltipla (Prevost, 1993) e o modelo de duas superfícies (Mröz et al., 1979) têm revelado um grande potencial.

Modelos endocrônicos têm incluído o endurecimento cinemático a satisfazem o postulado de Drucker's e ciclos hysteréticos fechados (Bazant et al., 1982).

Um modelo *cam-clay* modificado para carregamentos cíclicos de solos argilosos saturados para situações de descarga e recarga em que as deformações permanentes têm ocorrido mais cedo que o modelo de "cam-clay" foi proposto por Carter et al. (1982). As previsões incorporam muitos dos aspectos observados nos ensaios de laboratório de argilas saturadas sujeitas a cargas repetidas.

Para a definição das leis constitutivas são utilizados os seguintes ensaios de laboratório: ensaios de coluna ressonante, ensaios de corte simples cíclicos, ensaios triaxiais cíclicos e ensaios de corte torsional cíclicos.

A barragem de Los Reyunos com 132 m de altura, situada na Argentina, foi analisada por Zabala e Oldecop (2000), através de uma versão modificada de modelo de Pastor-Zienkiewics, em que as deformações foram calculadas através de um modelo dinâmico não linear associado com a consolidação. A figura.3 mostra a deformada da barragem, ampliada 50 vezes.

Em geral para barragens de aterro são efectuadas análises 2 D, mas para vales estreitos em que a relação entre o comprimento e altura L/H é inferior a 3, o modelo 2 D actua como um filtro no domínio de frequência e a vibração ao longo do eixo da

stress have been developed for 1D (Schanabel et al., 1972), 2D (Idriss et al., 1973; Lysmer et al., 1974) and pseudo 3D (Lysmer et al., 1975).

Since these models are essentially elastic, permanent deformations cannot be computed by this type of analysis and are estimated from static and seismic stresses with the aid of strain data from laboratory tests (cyclic triaxial or cyclic simple shear tests) (Sêco e Pinto, 1999).

To overcome these limitations, non-linear hysteretic models with pore water pressure generation and dissipation have been developed, using incremental elastic or plasticity theory.

The incremental elastic models have assumed a non-linear and hysteretic behavior for soil and the unloading-reloading has been modeled using the Masing criterion and incorporate the effect of both transient and residual pore-water pressures generated by seismic loading (Lee and Finn, 1978; Finn, 1987).

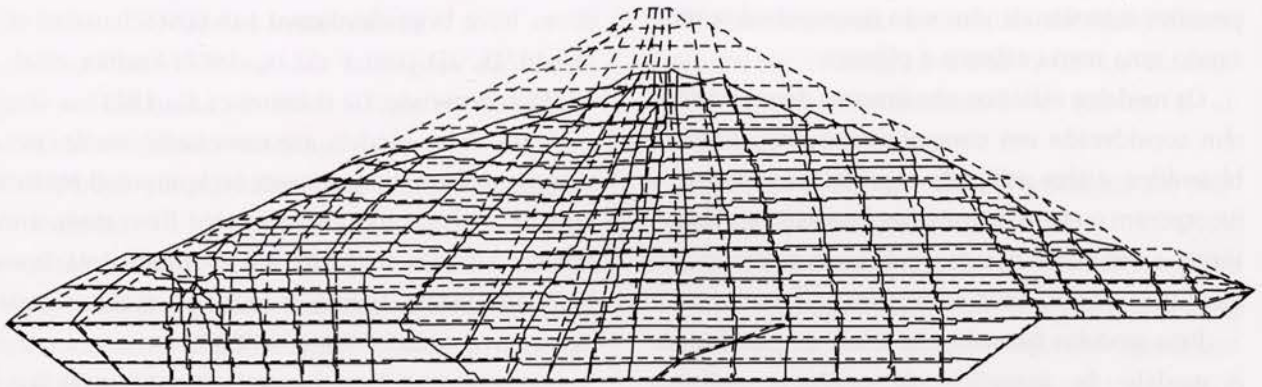
For the models based on the theory of plasticity, two particular formulations appear to have a great potential for multidimensional analysis: the multi-yield surface model (Prevost, 1993) and the two-surface model (Mröz et al., 1979).

Endochronic models have been refined by the inclusion of jump-kinematic hardening to satisfy Drucker's postulate and achieve closure of the hysteresis loops (Bazant et al., 1982).

A modified cam-clay model for cyclic loading was proposed by Carter et al (1982), taking into account that when saturated clay is unloaded and then reloaded, the permanent strains occur earlier than predicted by the cam-clay model. The predictions exhibit many of the same trends that have been observed in laboratory tests involving the repeated loading of saturated clays.

For a definition of the constitutive laws, the following laboratory tests are used for embankment dams: resonant column, cyclic simple shear, cyclic triaxial and cyclic torsional shear tests.

For analysis of the Los Reyunos Dam, a 132m earth dam located in Argentina, a modified version



*Deformada da barragem calculada após a aplicação do acelerograma (segundo Zabala e Oldecop, 2000)
Mesh displacements computed at the end of the input accelerogram (after Zabala and Oldecop, 2000)*

barragem irá induzir uma vibração na direcção montante-jusante, devido ao efeito 3D do vale (Sêco e Pinto et al., 1992; Masukawa et al., 1996; Sato e Obnuchi, 2000).

Os resultados obtidos pelos últimos autores das análises 2D e 3D estão indicadas na figura 4.

No passado em que a inclinação dos taludes da barragem era 1 (V): 3 (H) os efeitos hidrodinâmicos foram desprezados. Mas para as barragens de enrocamento com uma face de betão (em breve irão atingir uma altura de 200 m), localizadas em zonas de elevada sismicidade, com taludes de 1 (V): 1.3 (H) e pressões de água aplicadas directamente na face de betão, estes efeitos merecem a maior atenção (Bureau et al, 1985). O método de Westergaard e a formulação de Galerkin foram utilizadas para analisar a interacção com a albufeira (Sêco e Pinto, 1996b; Câmara, 1999).

Verificação e validação de modelos

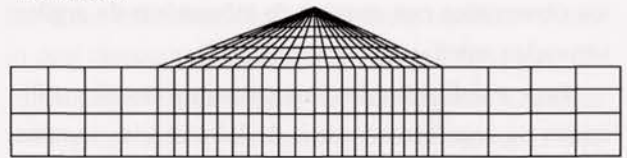
A necessidade de um modelo e validação do programa tem merecido uma atenção crescente.

Interessa sublinhar que devido a incorporação da interacção barragem-albufeira-fundação e os efeitos não lineares dos materiais, os programas de computador são de elevada complexidade.

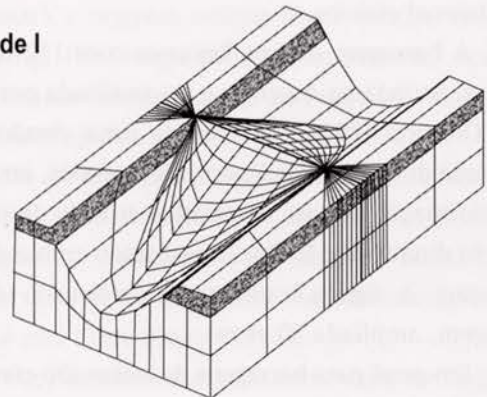
Sargent (1990) introduziu os conceitos de verificação e validação e as relações estabelecidas entre as três entidades: problema físico, modelo concep-

of the Pastor-Zienkiewics model was used to estimate dam deformations with a fluid coupled non-linear dynamic analysis by Zabala and Oldecop (2000). The mesh displacements computed at the end of the input accelerogram, amplified by 50, are shown in figure 3.

2D Mode I



3D Mode I



*Figura 4 – Resultados do modelo 2D e 3D FEM (segundo Sato e Obnuchi, 2000)
Figure 4 – Results for 2D and 3D FEM model (after Sato and Obnuchi, 2000)*

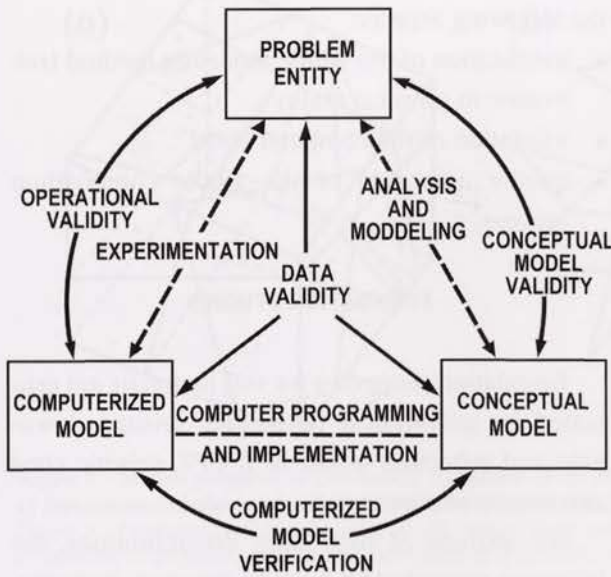


Figura 5 - Relações entre o problema físico, modelo conceptual e modelo computacional (segundo Sargent, 1990)

Figure 5 - Relations between physical problem, conceptual model and computer model (after Sargent, 1990)

tual e modelo computacional e sua implementação numérica estão ilustrados na figura 5.

A verificação procura assegurar que o programa computacional está correcto e representa fielmente o modelo conceptual e a validação aplica-se essencialmente ao modelo conceptual e sua capacidade para reproduzir satisfatoriamente o fenómeno físico.

Uma terminologia ligeiramente diferente foi adoptada por ICOLD (1993b) que considera que o modelo numérico das barragens deve ser verificado para evitar resultados pouco fiáveis considerando os seguintes aspectos:

- Justificação de modelo (importância da realidade física);
- Validação de um programa do computador;
- Certificação de qualidade de todo o processo computacional.

In general, 2D analyses are performed for embankment dams but for narrow canyons where the ratio crest length to height (L/H) is less than 3, a 2D model acts as a kind of low pass filter in the frequency domain and the vibration in dam axis direction would induce the vibration in UD direction due to the 3D effect of the valley (Sêco e Pinto et al., 1992; Masukawa et al., 1996; Sato and Obnuchi, 2000).

The results obtained from the latter authors for 2D and 3D FEM models are shown in figure 4.

In the past, earthfill dams where slopes are 1 (V): 3 (H), the hydrodynamic effects were disregarded but for concrete faced rockfill dams (that will soon reach 200m in height), located in high seismicity zones where slopes are 1 (V): 1.3 (H) and water pressure is applied directly to the concrete facing, these effects have required more attention (Bureau et al, 1985). Both the Westergaard method and Galerkin formulation were used to analyze reservoir interaction (Sêco e Pinto, 1996b; Câmara, 1999).

Verification and validation of models

The need for model and code validation is receiving increased attention.

It is important to stress that due to the incorporation of dam - reservoir - foundation seismic interaction problems and non-linear effects of materials, the computer codes are highly complex.

Sargent (1990) has introduced the concepts of verification and validation and the relations established between the three entities: the physical problem; the conceptual model and the computer model and its numerical implementation are illustrated in figure.5.

Verification intends to ensure that the computer program is correct and faithfully represents the conceptual model and validation applies essentially to the conceptual model and its ability to satisfactorily reproduce the physical phenomena.

A slightly different terminology is adopted by ICOLD (1993b) that considers that the numerical modeling process for dams should be checked in

ESTUDO SOBRE FUNDAÇÕES

As propriedades das fundações para os materiais terrosos são estimados por ensaios geofísicos (ensaios de crosshole, ensaios sísmicos de downhole e ensaios de refração), ensaios SPT, ensaios CPT, ensaios de cone sísmico e ensaios pressiométricos.

Para a análise das discontinuidades das massas rochosas são utilizadas as seguintes técnicas numéricas: elementos finitos, diferenças finitas, elementos de fronteira e elementos discretos.

Os modelos dos elementos discretos são muito adequados, para reproduzir as aberturas das discontinuidades pois representam o comportamento dinâmico das rochas fracturadas. Os parâmetros de espaçamento e orientação são definidos pelo valor médio e desvio padrão. Uma análise acoplada hidro-mecânica pode ser efectuada considerando que os blocos são impermeáveis e o fluxo é governado por uma lei cúbica (Lemos, 1999b).

Foram efectuados avanços significativos na análise estatística das discontinuidades procurando-se representações realísticas das massas rochosas. O modelo poligonal de Veneziano inicia-se pela geração de linhas, por um processo de Poisson para cada plano, em que as discontinuidades são definidas como se mostra na figura 6.

order to avoid unreliable results and considering the following aspects:

- justification of the whole modeling method (relevance to physical reality);
- validation of the computer code;
- quality assurance of the whole computation process.

FOUNDATION STUDIES

Foundation properties for soil materials are estimated by geophysical (crosshole, seismic downhole and refraction tests), SPT, CPT, seismic cone and pressurometer tests.

For analysis of rock mass discontinuities, the following numerical techniques are used: finite elements, finite differences, boundary elements and discrete elements.

To reproduce the opening of joints, discrete element models are well suited for this type of study as they represent the dynamic behavior of the jointed rock medium. The spacing and orientation parameters of discontinuous cross-joints are defined by a mean value and a random deviation. A coupled hydro-mechanical analysis can be performed under the assumption that blocks are impervious and fracture flow is governed by cubic law (Lemos, 1999b).

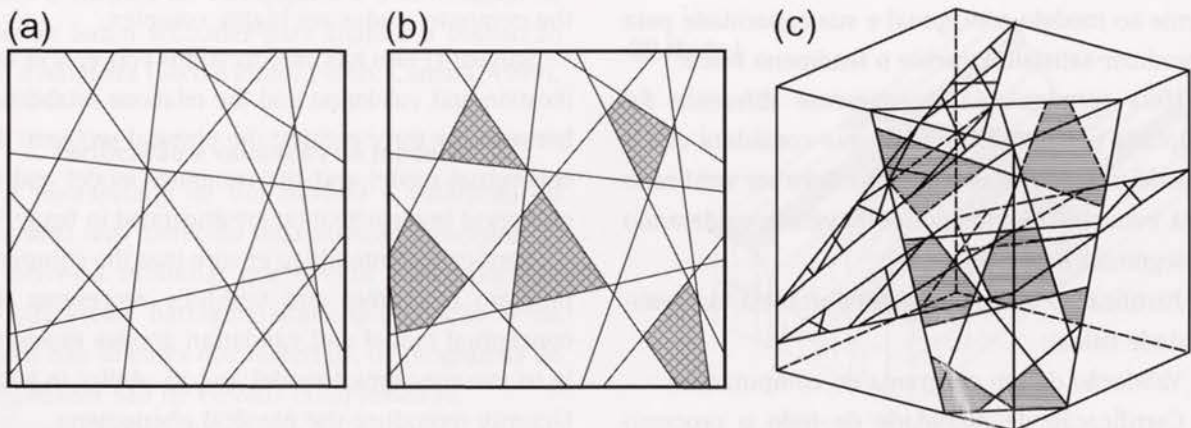


Figura 6 - Modelo poligonal de Veneziano: a) 2D processo linear de Poisson; b) representação poligonal das discontinuidades; c) 3D processo plano de Poisson (segundo Einstein, 1993)

Figure 6 - Veneziano polygonal model: a) 2D Poisson line process; b) marking of polygonal joints; c) 3D Poisson plane process (after Einstein, 1993)

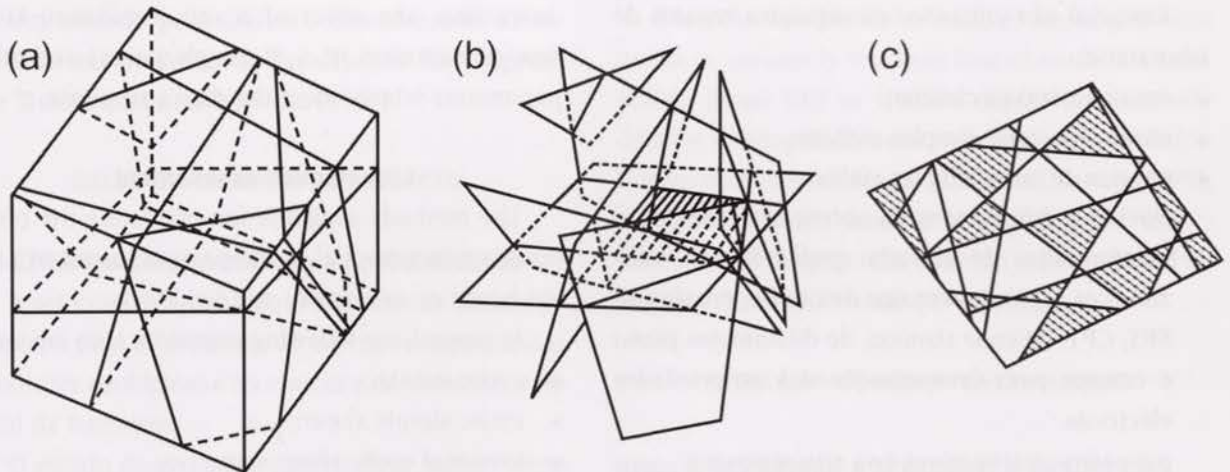


Figura 7 - Modelo poligonal de Dershowitz: a) Método 2D de Poisson; (b) Intersecções pelo método de Poisson, c) Representação poligonal das descontinuidades (segundo Dershowitz e Einstein, 1988)
 Figure 7 - Dershowitz polygonal model: a) 2D Poisson plane process; (b) Poisson line process formed by intersections, c) marking of polygonal joints (after Dershowitz and Einstein, 1988)

Dershowitz e Einstein (1988) descreveram diversos modelos conjuntos de descontinuidades. Através de idealizações de descontinuidades, de uma forma randômica ou de acordo com algum critério espacial, efectua-se a sua distribuição num espaço 3D. O modelo ilustrado na figura 7 efectua inicialmente a geração de planos pelo método de Poisson, e através da intersecção dos planos procura definir as descontinuidades (Lemos, 1999a).

Para investigar a interacção dinâmica não linear fundação-estrutura de uma barragem de terra fundada num semi-espaço elástico, sujeito a ondas verticais SV foi aplicada uma formulação conjunta elemento finitos-elementos de fronteira (Abouseeda and Dakoulas, 1996). Esta formulação pode ser utilizada para analisar a importância relativa dos efeitos não lineares, interacção solo-estrutura, efeito de uma camada de fundação mole, tipo de excitação (P, S e ondas Rayleigh) e outros parâmetros que afectam a resposta da barragem.

Avaliação de liquefacção

Os métodos disponíveis para a avaliação do potencial de liquefacção de uma formação arenosa saturada são baseados em ensaios de laboratório e de campo.

Significant advances have been made in describing joint statistics and creating computer representations of rock masses with some measure of realism. The Veneziano polygonal model, which starts by generating lines by a Poisson process on each plane, where actual joint and rock bridge portions are then defined, is shown in figure 6.

Dershowitz and Einstein (1988) described several joint system models, which are intended to characterize the various joint characteristics in an aggregate way. Individual joints are idealized as disks or polygons, distributed in a 3D space, either randomly or according to some spatial criterion. This model, illustrated in figure 7, generates the planes by Poisson process first, then find the intersections in order to define the joint and rock bridge portions on each plane (Lemos, 1999a).

To investigate the non-linear dynamic soil-structure interaction of a plane-strain earth dam founded on elastic halfspace subjected to transient vertically incident SV waves, a couple finite element-boundary element formulation was applied (Abouseeda and Dakoulas, 1996). This formulation can also be used to assess the relative importance of the effects of non-linearity, soil structure-

Em geral são utilizados os seguintes ensaios de laboratório:

- ensaios triaxiais cíclicos;
- ensaios de corte simples cíclicos;
- ensaios de corte simples cíclicos.

Devido a dificuldades na obtenção de amostras indeformadas de elevada qualidade são utilizados os seguintes ensaios de campo: ensaios de SPT, CPT, de cone sísmico, de dilatômetro plano e ensaios para determinação das propriedades eléctricas.

Para estimar a resistência à liquefacção a partir das velocidades de ondas de corte são utilizadas duas metodologias:

- métodos baseados numa combinação entre a velocidade de ondas de corte e ensaios de laboratório obtidos de amostras indeformadas, colhidas por amostradores de tubo e amostras colhidas por congelamento Tokimatsu et al. (1991);
- métodos baseados na medição de velocidade de ondas de corte e correlação entre a resistência de liquefacção e velocidade de ondas de corte medidas em campo Stokoe et al. (1999).

A avaliação da resistência de liquefacção por tomografia de ensaios *crosshole* foi proposta por Furuta e Yamamoto (2000).

Para analisar o potencial de liquefacção da fundação e o comportamento sísmico da barragem de Duncan situada em British Columbia, Pillai et al. (1995) foram utilizadas técnicas sofisticadas (amostras por congelação) e ensaios de campo e de laboratório associados a modelos recentes para implementar formulações práticas e ainda medidas de mitigação.

A resistência à liquefacção de areias siltosas para várias situações de teor em silte e pressão de confinamento foram investigadas por Amini e Qi (2000).

A resistência pós-liquefacção de formações siltosas é inferior à resistência de areias, mas siltes moderadamente densos à profundidades superficiais são dilatantes e são mais resistentes à grandes deformações que areias limpas (Youd and Gilstrap, 1999).

interaction, the effect of a soft foundation layer, type of excitation (P, S, Rayleigh waves) and other parameters which affect the dam's response.

Liquefaction assessment

The methods available for evaluating the cyclic liquefaction potential of a deposit of saturated sand are based on laboratory and field tests.

In general, the following laboratory tests are used:

- cyclic triaxial;
- cyclic simple shear;
- torsional cyclic shear tests.

Due the difficulties in obtaining high quality undisturbed samples, field tests such as SPT, CPT, seismic cone, flat dilatometer and methods based on electrical properties of soil are used.

There are two procedures to estimate liquefaction resistance from shear wave velocity:

- methods based on a combination in situ shear wave velocity measurements and laboratory tests on undisturbed tube and in situ freezing samples from Tokimatsu et al. (1991);
- methods based on in situ shear wave velocity measurement and a correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity deduced from liquefaction degree in the field from Stokoe et al. (1999).

The assessment of liquefaction resistance from shear wave crosshole tomography was proposed by Furuta and Yamamoto (2000).

To analyze the liquefaction potential of the foundation soils and performance under seismic loading of the Duncan Dam located in British Columbia Pillai et al. (1995) sophisticated sampling techniques were used (frozen samples) and field and laboratory investigations associated with more recent models to provide sound and practical approaches to liquefaction evaluation and mitigation.

Liquefaction resistance of silty sands during seismic liquefaction conditions for various silt contents and confining pressures was investigated by Amini and Qi (2000).

Um método probabilístico considerando as incertezas no processo de liquefacção foi proposto por Todorovsha and Trifunac (1999).

SELECÇÃO DO SISMO DE PROJECTO

Critérios determinísticos e probabilísticos

A selecção dos parâmetros sísmicos de dimensionamento para os projectos de barragem depende das condições geológicas e tectónicas e da vizinhança do local da barragem.

O estudo da geologia regional deve incluir como mínimo cobrir uma zona de raio de 100 km ao redor do local, a ser estendida para 300 km para incluir as falhas e leis de atenuação.

A formulação probabilística quantifica numericamente as contribuições da acção sísmica para uma dado local da barragem, e inclui as magnitudes superiores a 4 ou 5 da escala de Richter e a máxima magnitude para cada fonte.

A barragem deve ser projectada para o sismo base do projecto (OBE) e para o sismo máximo do projecto (MDE). Ambos dependem do nível da actividade sísmica, provocada para cada falha ou província tectónica. (SRB, 1999a).

Para OBE só é aceitável a existência de pequenos danos e a determinação faz-se por formulações probabilísticas.

Para o MDE só são utilizadas formulações probabilísticas (ICOLD, 1983), mas é possível, presentemente, utilizar formulações determinísticas e probabilísticas. Se for utilizada uma formulação determinística, ignora-se o período de retorno e no caso de uma formulação probabilística considera-se um período muito elevado de período de retorno (ICOLD, 1989).

Neotectónica

As condições tectónicas devem incluir os mecanismos tectónicos, a localização e descrição das falhas (normal, lateral e inversa) e estimar a actividade das falhas (taxa de deslizamento média, deslizamento por evento, intervalo de tempo entre

The post-liquefaction strength of loose, silty sediments is commonly less than that of sands but moderately dense silts at shallow depths are generally dilative, making them more resistant to ground deformation than cleaner sands (Youd and Gilstrap, 1999).

A probabilistic method considering the uncertainty in the liquefaction criterion was proposed by Todorovsha and Trifunac (1999).

SELECTION OF DESIGN EARTHQUAKES

Deterministic and probabilistic criteria

The selection of seismic design parameters for dam projects depends on the geologic and tectonic conditions at and in the vicinity of the dam site.

The regional geologic study area should cover a minimum 100km radius around the site but should be extended to 300km to include any major fault or specific attenuation laws.

The probabilistic approach numerically quantifies the contributions to seismic motion at the dam site of all sources and magnitudes larger than 4 or 5 on the Richter scale and includes the maximum magnitude on each source.

The dam should be designed for Operating Basis Earthquake (OBE) and Maximum Design Earthquake (MDE). Both depend on the level of seismic activity, which is displayed at each fault or tectonic province (SRB, 1999a).

Only minor damage is acceptable for OBE and is determined by using probabilistic procedures.

For MDE only the deterministic approach was used (ICOLD, 1983) but it is now possible to use a deterministic and probabilistic approach. If the deterministic procedure is used, the return period of such an event is ignored. If the probabilistic approach is used, a very long period is taken (ICOLD, 1989).

Neotectonics

The tectonic conditions should include tectonic mechanisms, location and description of faults (normal, strike and reverse) and estimation of fault

grandes sismos, comprimento, efeitos de directividade, etc.). Estes valores são importante para o cálculo do risco envolvido.

A determinação da actividade tectónica implica a análise qualitativa geo-morfológica, a análise das fotografias aéreas e os mapas topográficos. O sistema GPS é outro poderoso meio para analisar a mobilidade da crosta.

Cluff et al. (1982) propuseram a seguinte classificação para as taxas de deslizamento: extremamente baixas a baixas com 0.001 mm/ano a 0.01 mm/ano, média a elevada com 0.1 mm/ano a 1 mm/ano e muito elevada a extremamente elevada com 10 mm/ano a 100 mm/ano.

A manifestação mais perigosa no que diz respeito à estabilidade e integridade da barragem é a rotura à superfície da falha, com intersecção do local da barragem.

A prática corrente é a formulação determinística em que os parâmetros sísmicos são calculados com base na identificação das falhas activas, que mostram evidência de movimentos no período Quaternário.

De acordo com ICOLD (1989) considera-se uma falha activa e razoavelmente identificada e localizada quando tenha produzido movimentos históricos ou evidências geológicas no período Holocénio (11 000 anos) e que devido à sua localização tectónica é susceptível de produzir movimentos durante a vida útil das estruturas.

Interessa caracterizar as fracturas e falhas que afectem o local da barragem, a dimensão das fendas, diaclases e fissuras e as falhas, sistemas de falhas e zonas de falhas. A cinemática das falhas permite classificá-las nas seguintes categorias falhas do tipo normal (gravidade), falhas com impulso e falhas tipo golpe.

A cinemática das falhas está relacionada com a natureza e extensão dos danos expectáveis.

A existência de falhas no local da barragem e albufeira pode ter as seguintes consequências (ICOLD, 1998a):

activity (average slip rate, slip per event, time interval between large earthquake, length, directivity effects, etc). These factors are important to assess the involved risk.

Determination of neotectonic activity first implies the qualitative geomorphologic analysis of air photos and topographic maps. The GPS system is another powerful means of monitoring crustal mobility.

Cluff et al. (1982) have proposed the following classification for slip rates: extremely low to low for 0.001mm/year to 0.01mm/year, medium to high 0.1mm/year to 1mm/year and very high to extremely high 10mm/year to 100mm/year.

The most dangerous manifestation concerning dam stability and integrity is the surface fault breaking, intersecting the dam site.

The current practice is the deterministic approach in which the seismic evaluation parameters were ascertained by identifying the critical active faults, which show evidence of movements in Quaternary time.

Following ICOLD (1989), an active fault is a fault, reasonably identified and located, known to have produced historical fault movements or showing geologic evidence of Holocene (11,000 years) displacements and which, because of its present tectonic setting, can undergo movements during the anticipated life of man-made structures.

Fractures and ruptures affecting the dam site span the range of cracks, joints and fissures to faults and systems of faults and fault zones. The kinematics of faults differentiates them into the following types: normal (gravitational), thrust and strike-slip faults.

The kinematics of faulting is related to the nature and extent of damages expected.

The fault region in the areas of dams and storages can have the following effects (ICOLD, 1998a):

- seismic activity and induced activity with shaking effects on structures;
- hydrogeological effects including possible storage losses;
- slope stability problems;

- actividade sísmica e actividade induzida com efeitos vibratórios nas estruturas;
- efeitos hidrogeológicos incluindo possíveis perdas;
- problemas de estabilidade de taludes;
- fenómenos de fluência que podem influenciar o local das barragens; e
- rotura de falhas na fundação das barragens com consequências para a segurança das barragens.

O estudo das falhas pode ser efectuado em vários níveis:

- nível regional que deve cobrir um raio de 150-200 km no sentido de fornecer uma imagem sobre as características tectónicas;
- investigações locais num raio de 50 km;
- falhas que intersectam o local da barragem com especial importância para a estrutura da barragem.

Para se avaliar da possibilidade da ocorrência de um deslocamento superficial na fundação da barragem procura-se escavar valas com 3-4 m de profundidade e 30 a 50 m de profundidade para inspecção e mapeamento geológico.

Recentemente foi desenvolvida uma investigação de falhas, por um método diferente de abertura de valas, designado por *Geo-slicer*, com a utilização de estacas pranchas, com um perfil em U, numa cama não consolidada. Placas de aço são inseridas em frente das estacas pranchas metálicas e o arranque das estacas e das placas possibilitam a colheita de amostras indeformadas do estrato. Este método revela vantagens em relação às valas por razões de segurança e possibilita a colheita de amostras para a realização de ensaios de laboratório (Tamura et.al, 2000).

Quando falhas activas são cobertas de aluviões procura-se utilizar métodos geofísicos, designadamente: métodos de reflexão sísmica, prospecção sónica, prospecção eléctrica, prospecção electromagnética, prospecção gravítica e prospecção radioactiva (Takahashi et al., 1997). Os métodos de reflexão sísmica são utilizados para localizar deslocamentos de falhas, se as condições geológicas foram favoráveis, e confirmar os deslocamentos

- creep phenomena which can influence dam sites;
- fault breaking in the dam foundations with consequences for dam safety.

The fault studies should consider various levels:

- regional investigations should cover 150-200km radius, in order to form a picture of the general tectonic setup;
- local investigations of a 50km radius and
- faults intersecting the dam site with special significance for dam structures.

To assess if there is potential for a significant amount of surface displacement beneath the dam, several backhoe trenches are excavated, 3 to 4 meters in depth and 30 to 50 meters in length, should be inspected and the exposures' geologic features logged.

A fault investigation method other than trenching has recently been developed, called the long *Geo-slicer* method in which long iron sheet piles with a flat U-shaped cross section are driven into an unconsolidated bed. Iron plate shutters are inserted to face these iron sheet piles and the piles and shutters are pulled out to take undisturbed samples of strata of a certain width. This method is advantageous in regard to the ease of securing land for conducting investigations compared with trenching and the ease of bringing the strata samples back to the laboratory for detailed observations (Tamura et.al, 2000).

When active faults are covered with alluvium geophysical explorations such as the seismic reflection method, sonic, electric, electromagnetic, gravity and radioactive prospecting can be used (Takahashi et al., 1997). Of these, the seismic reflection method can locate faults if geological conditions are favorable and confirm the accumulation of fault displacements based on the amount of displacements in strata that increases with strata age.

Together with the above-mentioned investigations of recent tectonic activity, historical and instrumental evidence complete the information body on the threat of fault breaks in the dam foundation.

acumulados das falhas, baseados nos deslocamentos do estrato que aumentam com a sua idade.

Em conjunto com as anteriores investigações da actividade tectónica, as evidências históricas e instrumental permitem complementar a informação sobre a rotura das falhas na fundação da barragem.

A modelação das barragens (modelos físicos e matemáticos) mostram que as barragens podem aceitar movimentos de falhas cerca de 1 m, sem experimentar roturas catastróficas (Pina, 1999).

Para análises determinísticas a mediana ou o percentil de 84 % dos movimentos são utilizados na determinação dos movimentos da barragem para efeitos de projecto. A escolha da mediana ou do percentil de 84 % é baseada na taxa do deslocamento e no deslocamento da barragem para jusante.

Para taxas de deslocamento baixas (cerca de 0.1 mm/ano ou inferiores) o valor médio do deslocamento é apropriado. Para taxas elevadas de deslocamento (cerca de 0.5 mm/ano ou superiores) o percentil de 84 % é o mais apropriado. Diversos cenários têm sido utilizados e para falhas próximas e longínquas devem ser incluídos os efeitos da amplificação dos movimentos devido aos efeitos de directividade resultantes da rotura da fonte.

Uma análise probabilística foi efectuada por Coelho e Marcelino (1997) para obter a distribuição probabilística de excedência dos deslocamentos de uma falha para os períodos de 1 ano e de 100 anos.

Relações de atenuação

As relações de atenuação podem ser divididas em três categorias principais: sismos superficiais em zonas tectónicas activas, sismos devidos a subsidência e sismos superficiais em regiões continentais estáveis.

Foram propostas as seguintes relações de atenuação:

- Modelo de Idriss (1995) com uma componente horizontal e modelos de Sadigh et al. (1997) e Abrahamson e Silva (1997) têm sido utilizados para a componente vertical;

Modeling of dams (mathematical and physical models) have shown that the dams can accommodate almost 1m of fault displacement and not experience catastrophic failure (Pina, 1999).

For deterministic analyze median or 84th percentile, ground motions are used for dam design ground motions. The choice for median or 84th percentile is based on the slip rate of the fault and the downstream hazard and downstream hazard of the dam.

For low slip rates, (about 0.1mm/year or less), medium ground motion is appropriate. For high slip rates (about 0.5mm/year or greater) 84th percentile ground motion is appropriate. Several scenarios are assumed and for near-source faults of the dam, amplified motions resulting from source-rupture directivity effects should be included.

A probabilistic approach was used by Coelho and Marcelino (1997) to obtain a probabilistic distribution of exceedance of fault displacements for 1 and 100 years.

Attenuation relations

Attenuation relations can be divided into 3 main tectonic classifications: shallow crustal earthquakes in active tectonic regions, subduction earthquakes and shallow crustal earthquakes in stable continental regions.

The following attenuation relations were proposed:

- Idriss model (1995) has only a horizontal component and the Sadigh et al. model (1997) and Abrahamson and Silva (1997) relation have been used for the vertical component;
- Sommerville et al. (1997) have shown that directivity has a significant effect on long-period ground motions for sites in the near-fault region.

Case study

High Aswan dam (HAD) is a rockfill dam with a clay core, rockfill shells and a wide grout curtain from the bottom of the clay to rock formation (figure 8). It is 111m high and 3600m long, with a

- Sommerville et al. (1997) mostraram que a directividade tem um efeito significativo nos movimentos de grandes períodos para locais em zonas com falhas próximas.

Caso de obra

A barragem de *High Aswan* é uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso e maciços estabilizadores de enrocamento e uma cortina de injeções desde a base do núcleo até a formação rochosa (figura 8). Tem uma altura de 111 m, um comprimento de 3600 m, um volume de albufeira 162 km³ e foi construída no rio Nilo (Shenouda, 1982).

Para efeitos de dimensionamento a zona de Aswan foi considerada não sísmica.

Em 14 de Novembro de 1981, ocorreu a 5,3 km, a sudoeste da barragem, um sismo moderado de magnitude 5.3.

A ocorrência súbita deste sismo provocou uma grande preocupação devido à concentração da população no vale à jusante da barragem. A avaliação da possibilidade das falhas provocarem um sismo tornou-se num problema de prioridade elevada (Shalaby, 1995).

storage capacity of 162km³ and is built on the main river Nile (Shenouda, 1982).

It was considered that the Aswan area was not seismic for design purposes.

On 14 November 1981 a moderate earthquake with a magnitude of 5.3 occurred about 5.3km southwest of the dam. The sudden occurrence of this earthquake caused significant concern due to the concentration of population in the valley and downstream of the dam. The evaluation of fault capability of releasing earthquakes in the Aswan area became a high priority problem (Shalaby, 1995).

High-gain seismographs and also a network of six portable seismographs were installed, surrounding the after shock zone.

A telemeter network was installed in July 1982.

Seismic monitoring and the telemetered network have shown a close association between the Kalabsha fault and the main shock of November 1981 and much of the subsequent local seismicity. It was also concluded that the risk of reservoir triggered seismicity was insignificant.

Seismic stability and potential deformations were assessed by non-linear finite element analysis.

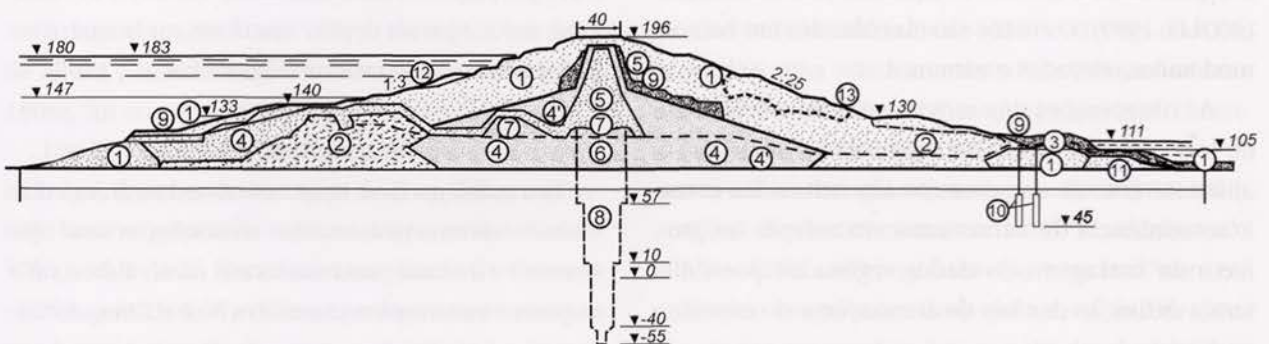


Figura 8 – Perfil tipo da barragem (segundo Shenouda, 1982)

Figure 8 – Cross section of dam (after Shenouda, 1982)

- (1) Enrocamento / Rockfill of muck
- (2) Pedras misturadas com areia / Sized stones sluiced with sand.
- (3) Pedras misturadas com silte e argila / Sized stones sluiced with silt and clay
- (4, 4) Areias dunares / Dune sand.
- (5) Areia com cascalho / Coarse sand
- (6, 7) Núcleo argiloso e tapete / Clay core and blanket

(8) Cortina de injeções / Grout curtain

(9) Filtro de três camadas / Three layer filter

(10) Poços de drenagem / Drainage wells

(11) Prismas de finos a jusante / D.S. prisms of fines

(12) Camadas de protecção com grandes blocos / Protective layer of big blocks

(13) Galerias de inspeção / Inspection galleries

(14) Limites de saída / Sluicing limits

Foram instalados sismógrafos de elevada resolução e ainda uma rede de seis sismógrafos portáteis na vizinhança da zona afectada.

Em Julho de 1982 foi instalada uma rede telemétrica.

Os sismógrafos instalados e a rede telemétrica mostraram uma grande ligação entre a falha de Kalabsha e o sismo principal de Novembro de 1981 e a subsequente sismicidade local. Chegou-se à conclusão que o risco da sismicidade induzida pela albufeira era insignificante.

A avaliação da estabilidade sísmica e das deformações potenciais foi efectuada por uma análise de elementos finitos não linear. Os resultados desta análise mostraram que a ocorrência de um grande sismo não punha em risco a segurança da barragem e dos órgãos anexos.

INSTRUMENTAÇÃO E SEGURANÇA DA BARRAGEM

A instrumentação da barragem durante a sua construção e a vida útil visa verificar os métodos, os resultados das análises e ensaios em modelos e analisar a segurança relativamente à rotura (ICOLD, 1981).

O risco potencial associado às barragens depende da capacidade da albufeira, altura da barragem, riscos potenciais à jusante e requisitos para evacuação (ICOLD, 1989). Os riscos são classificados em baixos, moderados, elevados e extremos.

As observações dos movimentos na vizinhança do local de uma futura barragem têm a tendência a aumentarem. Os sismómetros são instalados coma a antecedência de vários anos em relação ao projecto da barragem. Os dados registados possibilitam a definição das leis de atenuação e do espectro padrão do local.

Os *arrays* sísmicos possibilitam uma informação muito importante sobre o comportamento actual do solo para diferentes condições de carregamento. Análises espectrais e de correlação são efectuadas para calcular as características de propagação, variação da velocidade das ondas de corte com a

The results of the studies show that the occurrence of the largest potential earthquake would not jeopardize the safety and integrity of the dam and its appurtenant structures.

MONITORING AND DAM SAFETY

Dam behavior during construction and operation is monitored to check methods, results of analyses and model tests and to analyze its safety against deterioration of failure (ICOLD, 1981).

The potential risk associated with dams depend on storage capacity, dam height, potential downstream damage and evacuation requirements (ICOLD, 1989). These risk factors are separately weighted as low, moderate, high and extreme.

Observations of ground motions at a future dam site or near the site are increasing. Seismometers are installed at least several years prior to designing the dam. Observed earthquake data allows for the definition of attenuation laws and standard response spectrum of the site.

Seismic downhole-array data provides a unique source of information on actual soil behavior over a wide range of loading conditions. Correlation and spectral analyses are performed to evaluate shear wave propagation characteristics, variation of shear wave velocity with depth, site resonant frequencies and modal configurations (Elgamal et al., 1995).

Seismic instrumentation

Two problems have to be considered with regard to seismic instrumentation: the seismicity around the reservoir (natural and induced) and the dam's response to such seismic activity (Sêco e Pinto, 1991). The type of instruments currently designated as accelerographs (all types of seismic instruments that write a permanent, continuous record of earth motion) are strong-motion and peak recording accelerographs and seismoscopes.

Accelerographs have been categorized into four types, based on their recording system such as analog

profundidade, frequências de ressonância e configurações modais (Elgamal et al., 1995).

Instrumentação sísmica

Dois problemas devem ser considerados em relação à instrumentação sísmica: a sismicidade da albufeira (natural e induzida) e a resposta da barragem à actividade sísmica (Sêco e Pinto, 1991). O tipo dos instrumentos designados correntemente por acelerógrafos (todo o tipo de equipamentos que registam de uma forma contínua e permanente os movimentos do terreno) são sismógrafos, acelerógrafos de pico e sismoscópios.

Os acelerógrafos têm sido classificados em quatro categorias, baseados no seu tipo de registo: por filme, tipo magnético analógico, fita digital e memória sólida digital. Os recentes desenvolvimentos electrónicos tornaram obsoletos os registos por filme e por fita digital, e como muitos estão em serviço a sua substituição é um problema custo-benefício (ICOLD, 1999).

A localização dos equipamentos sísmicos depende dos efeitos locais e das características dos equipamentos. Os sismógrafos e os acelerógrafos de pico devem ser localizados na base e no coroaamento da barragem (Sêco e Pinto, 1993).

Caso de obra

A barragem de Long Valley, zonada, com 54m de altura e um desenvolvimento de coroaamento de 180m, foi construída em Califórnia em 1941.

Desde o sismo de Outubro de 1978, com a magnitude de 5.8, a zona da barragem de Long Valley tem sofrido uma sequência de sismos fracos a moderados até 1986, incluindo 26 sismos com magnitude 5 e 6 sismos com magnitude 6. A evidência geológica tem mostrado que estes sismos são de origem vulcânica e tectónica.

Considerando o risco sísmico do local acelerógrafos foram instalados na barragem de Long Valley em 1975.

Um equipamento CR-1 e três acelerógrafos SMA-1 foram ligados a 22 acelerómetros e a localização destes equipamentos está indicada na figura 9 (Lai e Seed, 1985).

film, FM analog magnetic type, digital tape and digital solid state memory. Recent developments in electronics have made analog film and digital tape recorders obsolete and as a number of them are still in service, their replacement should be considered cost-effective (ICOLD, 1999).

The location of seismic instruments depends on local effects and equipment characteristics. The strong motion accelerographs and peak accelerographs should be located at the base and dam crest (Sêco e Pinto, 1993).

Case study

The Long Valley Dam is a 54m high zoned dam with a crest length of 180m, constructed in California and completed in 1941.

Starting from an earthquake of 5.8 in October 1978, the area of the Long Valley Dam was shaken almost continuously by a low-to-moderate magnitude earthquake sequence until late 1986, including 26 earthquakes above a magnitude of 5 and 6 above a magnitude of 6. The geological evidence indicates that these earthquakes have both tectonic and volcanic origins.

Considering the seismic risk of the site, strong motion instruments were installed at the Long Valley dam in 1975.

One CR-1 and three SMA-1 strong motion accelerographs were connected to 22 accelerometers and the location of these instruments is shown in figure 9 (Lai and Seed, 1985).

Valuable strong-motion data collected in 1978, justified the installation of another 13 accelerometers in 1979. Although the earthquakes were of moderate magnitude, their proximity to the dam resulted in repeated and high peak accelerations in the structure and bedrock.

Despite these high acceleration values, only transverse cracks were observed and rockfalls from the canyon walls and abutments during earthquakes were reported.

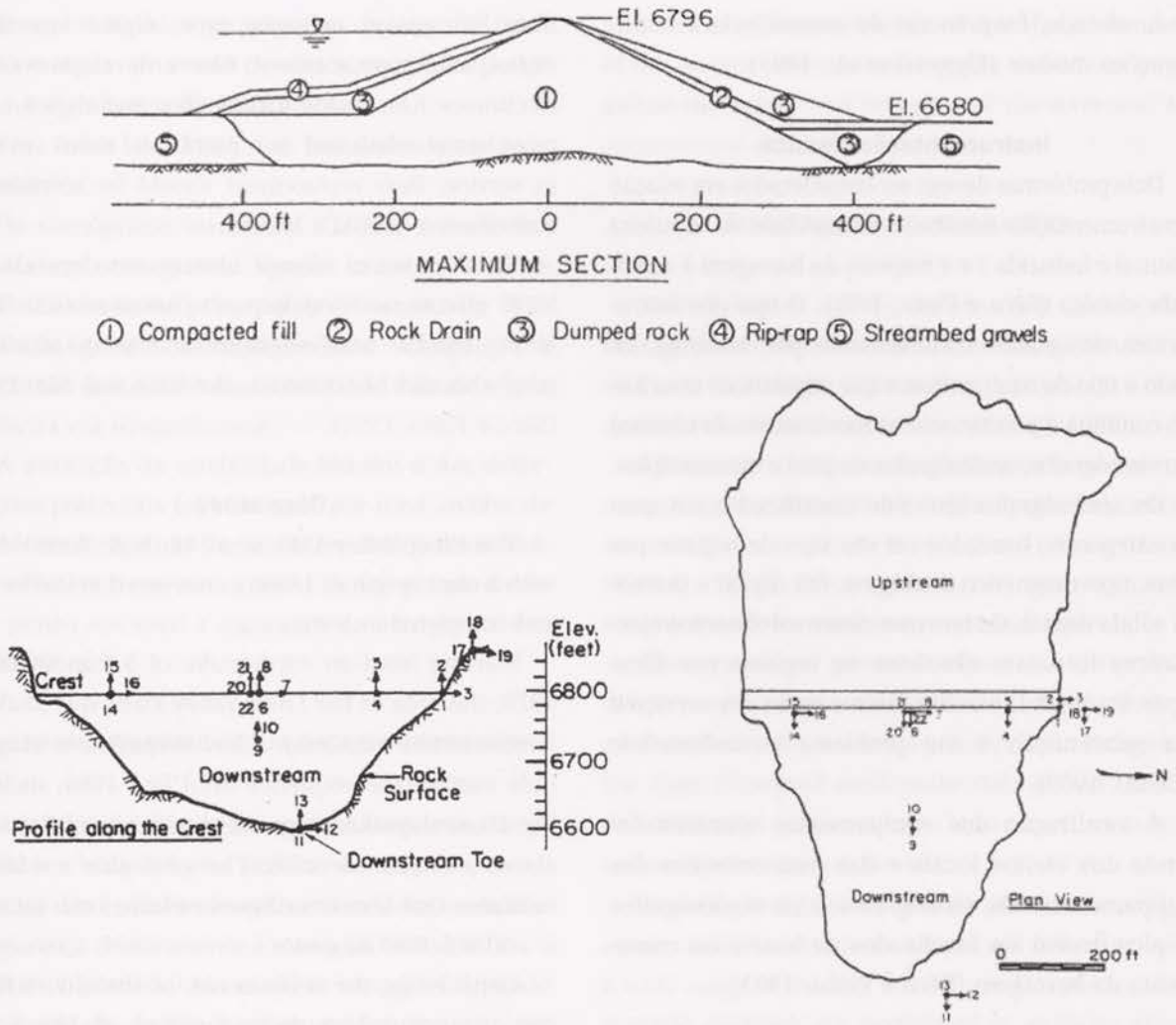


Figura 9 - Perfil tipo da barragem de Long Valley Dam. Distribuição dos acelerógrafos (segundo Lai e Seed, 1985)
 Figure 9 - Cross-section of Long Valley Dam. Distribution of accelerographs (after Lai and Seed, 1985)

Foram obtidos registros importantes de acelerógrafos, em 1978, que justificaram a instalação de 13 acelerômetros em 1979. Embora os sismos fossem de moderada magnitude, a sua proximidade da barragem, traduziu-se em elevadas acelerações de pico na estrutura e no firme.

Não obstante estes elevados valores de aceleração foram somente registadas fendas transversais e quedas de blocos das paredes do vale e dos encontros durante os sismos.

Observation plans

The detailed definition of the monitoring scheme cannot be made on the solid basis of the features of the dam because many external factors are taken into account when safety problems are considered.

The risk factors are classified into three classes, which refer respectively to actions and the structure or values affected by hazards. The arithmetic average of all indices falling in a given class forms an overall risk factor for the class; in this way we respectively define an environmental factor E, a reliability factor F and a potential human/economic

Planos de observação

Uma definição pormenorizada não pode ser efectuada com base nas características da barragem, em face de ser necessário considerar muitos factores externos na definição dos problemas de segurança.

Os factores de risco são classificados em três categorias, que são referidos à acções, à estrutura ou aos valores afectados pela casualidade. Os valores aritméticos destes índices possibilitam a definição de um factor de risco, com base na definição do factor E de ambiente, factor de fiabilidade F, e factor R de risco potencial/humano. Finalmente define-se o factor de risco global ag , tendo em conta o produto dos factores E, F, R, (ICOLD, 1981).

Foi proposto por Andersen et. al. (1999) uma estratégia faseada para reparação e instrumentação das barragens de aterro.

Para instrumentar a actividade sísmica na vizinhança da albufeira, uma rede sísmica deve ser instalada antes do enchimento da albufeira.

A rede deve incluir pelo menos 5 estações e 40 % dos equipamentos instalados devem possibilitar o registo nas 3 direcções, de modo a possibilitar uma definição correcta do epicentro, distância focal e mecanismos focais.

Os registos das acelerações irão produzir valiosos dados que podem ser utilizados na análise de segurança das barragens após a ocorrência de sismos.

Os estudos devem ser utilizados tendo em conta o estado de arte e o estado de prática.

Aquisição de dados

Um sistema automático com teletransmissão possibilita, em comparação com o tratamento manual das leituras, e um rápido processamento de um grande número de equipamentos.

Um sistema automático em operação possibilita uma redução de pessoal, no escritório e no campo.

Um sistema automático e um processamento possibilitam uma rápida actualização da informação.

Um sistema automático implica um aumento de complexidade, com equipamento electrónico a

hazard factor R. Lastly, a global risk index ag is developed by taking the product of the three partially factors E, F and R, (ICOLD, 1981).

A multi-step strategy for the prioritization of maintenance and repair funds for the monitoring of embankment dams was proposed by Andersen et. al. (1999).

To monitor the local earthquake activity in the vicinity of the reservoir, a network of seismic recording stations shall be installed prior to reservoir filling.

The network should include at least 5 stations with 40% being three-component instruments that should surround the reservoir so as to allow accurate epicentral, focal depth and focal mechanism calculations.

The acceleration records will provide valuable engineering data that can be used in post-earthquake safety evaluation of the dam.

The studies shall be carried out using a state-of-the-art approach and state of the art practice.

Data acquisition

An automatic system with teletransmission in comparison to manual readings allows rapid data processing of a great number of instruments.

Once in operation, an automatic system allows for a reduction in personnel, both in the field and office.

The automatic system and central data processing allow for quicker updating of information.

An automatic system implies an increase in complexity, with the electronic equipment to be installed in an unfavorable environment of temperature and humidity. A fully automatic system can be destroyed by an event such as an earthquake, or an exceptionally large flood.

Data management

Regarding data acquisition and processing, the software includes the following features (ICOLD, 1998b):

- collection of data for some time intervals;

ser instalado num ambiente desfavorável de temperatura e humidade. Um sistema totalmente automático pode ser destruído por um sismo ou uma cheia excepcional.

Manuseamento dos dados

Em relação à aquisição e processamento dos dados o *software* inclui as seguintes características (ICOLD, 1998b):

- selecção de dados para intervalos de tempo escolhidos;
- selecção de dados para alguns eventos particulares como transmissão assíncrona dos dados por periféricos, utilizando uma bandeira para eventos sísmicos ou outras condições excepcionais;
- selecção de um conjunto de dados de acordo com a solicitação do sistema operador;
- manual de medições a serem efectuadas pelo pessoal residente;
- verificação dos dados, no sentido de avaliar a fiabilidade das grandezas medidas e o mau funcionamento dos equipamentos;
- armazenamento dos dados e análise dos ficheiros;
- impressão periódica dos dados e de outros resultados de acordo com as solicitações do operador;
- manuseamento das anomalias de acordo com os limites aceitáveis e a utilização dos sinais de alarme;
- possibilidade de comunicação com as unidades remotas;
- apresentação da localização dos pontos de medida;
- fácil acesso às equações e outros programas lógicos e constantes dos equipamentos.

Validação dos dados e acções subsequentes

Verificação preliminar dos valores em bruto (após a execução dos ensaios nos equipamentos de medição) através da comparação dos valores actuais dos sensores com os valores limite (cálculo das grandezas de engenharia) (Sêco e Pinto, 1998).

Para a interpretação das medidas torna-se necessário estabelecer um procedimento, um modelo

- collection of data for some particular events such as asynchronous transmission of data by a peripheral, using a flag for seismic events or other exceptional conditions;
- collection of data sets following a request by the system operator;
- manual of measurements performed by resident personnel;
- data check in order to assess the reliability of the measured values and malfunctioning of instruments;
- data storage and periodic back-up of files;
- periodic display and print out of data and other data processing results, following an operator's request;
- management of anomalies, related to overcoming allowable limits and use of alarm signals;
- possibility of communication with remote units;
- display of a measurement point location;
- easy access to the data reduction equations, other logic programs and sets of specific instrument constants.

Data validation and subsequent actions

Preliminary check of raw values (following the execution of function tests on measurement equipment) by comparing the actual values from the sensor readings with the established limits and data reduction (computation of engineering quantities) (Sêco e Pinto, 1998).

It is necessary to establish a procedure for the interpretation of measurements – a mathematical model that can be a statistical, deterministic or hybrid model.

Use of back analysis methods to interpret the behavior of dams is increasing (Castro, 1998). More general back analysis methods are based on the minimization of a function on the parameters to be identified, which is established with the monitoring data and correspondent values calculated with a mathematical model (figure 10).

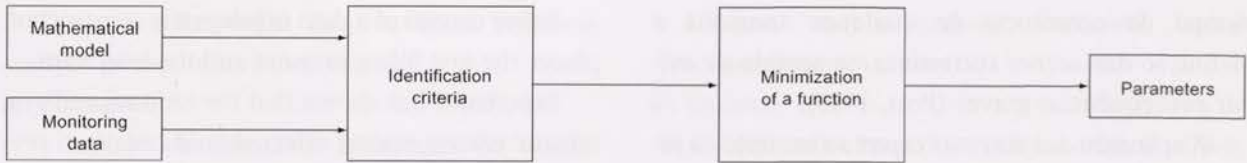


Figura 10 – Retroanálise (segundo Castro, 1998)
 Figure 10 – Back analysis method (after Castro, 1998)

matemático, que pode ser um modelo estatístico, determinístico ou híbrido.

A utilização de retroanálises na interpretação do comportamento de barragens tem aumentado (Castro, 1998). Os métodos de retroanálise mais genéricos baseiam-se na minimização de uma função dos parâmetros a identificar, que é estabelecida com base nos dados de instrumentação e nos correspondentes valores calculados pelo modelo matemático (figura 10).

Armazenamento dos dados

É recomendável dimensionar e utilizar uma base de dados que contem os dados de instrumentação a serem armazenados.

O engenheiro responsável pela segurança, ou o pessoal da barragem responsável pela instrumentação, no caso do software ser disponível localmente, necessita de observar no monitor ou na impressora, sequência das grandezas ou/ e diagramas cronológicos ou qualquer outro tipo de representação gráfica mostrando a evolução destas quantidades com o tempo e nível de albufeira e quando justificável a temperatura do ambiente.

O software deve ser flexível e amigável e produzir diagramas informando a evolução dos dados.

Um alarme que diga respeito a uma leitura do sensor irá corresponder a uma situação anormal.

Controlo de segurança

O controlo de segurança é um conjunto de medidas a serem tomadas, que visam o conhecimento da situação da barragem e a detecção em devido

Data storage

It is advisable to design and use a database containing the selected monitoring data to be stored.

The dam safety engineer, or the monitoring personnel at the dam site, if the corresponding software is available locally, need to observe the display or prints, sequences of the engineering quantities or/and chronological diagrams or any other type of graphical representation of data showing the evolution of these quantities usually plotted versus time and reservoir level and, whenever justified, the environmental temperature. The software must be flexible and user-friendly to produce a list and diagrams informing of data evolution.

An alarm concerned with a sensor reading will usually correspond to an abnormal situation.

Safety control

Safety control is the group of measures taken in order to have up-to-date knowledge of the condition of the dam and to detect, in due time, the occurrence of any anomalies to define actions to correct the situation or, at least, to avoid serious consequences (Post, 1985).

Application of expert system technology to dam safety control activities may contribute to improving its speed, provide higher economic levels, robustness and efficiency (Portela, 1999).

Based on a dialog, the expert system allows for the simulation of an abnormal structure behavior in order to decide on corrective actions to be implemented, with the aim of improving dam safety (Gaziev, 1998).

tempo da ocorrência de qualquer anomalia e definição das acções correctivas no sentido de evitar consequências graves (Post, 1985).

A aplicação dos sistemas *expert* ao controlo da segurança da barragem pode contribuir para o aumento da velocidade, para elevados níveis de economia, robustez e eficiência (Portela, 1999).

Baseado num diálogo o sistema *expert* permite simular um comportamento anormal da estrutura e propor medidas correctivas a implementar com o objectivo de melhorar a segurança da barragem (Gaziev, 1998).

O controlo de segurança da barragem envolve a fase construtiva, o primeiro enchimento e a vida útil.

A experiência tem demonstrado que um sistema racional e sistemático de controlo da segurança de uma barragem consiste de várias tarefas:

- inspecções visuais frequentes pelo pessoal responsável pelo sistema de observação;
- inspecção visual periódica por um especialista;
- leituras regulares dos equipamentos;
- validação dos dados;
- armazenamento dos dados;
- inspecções visuais;
- análise de segurança;
- acções correctivas.

Inspeção visual

A inspeção visual antes do primeiro enchimento com a presença do representante do Dono de Obra visa avaliar se o estado da estrutura, sua funcionalidade e o equipamento das estruturas anexas possibilitam o enchimento.

As inspecções a serem efectuadas antes do primeiro enchimento, pela Autoridade com a colaboração do LNEC e na presença do Dono de Obra visam a verificação do estado da barragem e do seu equipamento e contribuir para as decisões relacionadas com a operação (SRB, 1990b).

As visitas de inspeção visual são obrigatórias após a ocorrência de sismos importantes, grandes inundações e esvaziamentos totais e parciais da albufeira (ICOLD, 1988; Sêco e Pinto, 1991).

Safety control of a dam involves the construction phase, the first filling of water and the long term.

Experience has shown that the rational and systematic control of dam safety should consist of several tasks:

- fairly frequent visual inspection by staff in charge of the observation system;
- periodic visual inspection by a specialist;
- regular measurements using instrumentation;
- data validation;
- data storage;
- visual inspections;
- safety evaluation;
- corrective actions.

Visual inspections

The preliminary inspection before the first filling, with the owner's representative present, is intended to ascertain the state of the work and the functionality of both the arrangements for closing the river and the equipment for the appurtenant works and monitoring scheme, to enable filling to begin.

Inspections after the first filling, which are to be made by the Authority in collaboration with the LNEC and with the presence of an owner's representative, are intended to verify the state of the dam and equipment and contribute towards decisions which will be taken regarding operation (SRB, 1990b).

Visual inspections are compulsory after exceptional occurrences, such as important earthquakes, big floods and total or nearly total drawdowns of the reservoir (ICOLD, 1988; Sêco e Pinto, 1991).

The following aspects require attention during inspections:

- Dam Body
 - upstream face (slope protection, vegetative growth, settlement, debris, burrows and unusual conditions);
 - downstream face (signs of movement, seepage or wet areas, vegetative growth, condition of slope protection, burrows or unusual conditions);

Durante a inspecção das barragens merecem atenção os seguintes aspectos:

- Barragem:
 - talude de montante (protecção do talude, crescimento da vegetação, assentamento, escombrelas, cavidades e condições anormais);
 - talude de jusante (sinais de movimentos, percolação ou zonas húmidas, crescimento de vegetação, condições de protecção de taludes, cavidades e condições anormais);
 - coroamento (fissuração superficial, assentamento, movimentos laterais, sobrelevação).
- Descarregador:
 - canal de aproximação (vegetação, escombrelas, escorregamentos, taludes de protecção);
 - estruturas de controlo (enseadeira, coroamento, paredes, comportas, ponte, dissipação, bacia de recepção, canal de desvio).
- Obras de descarga:
 - enseada, facilidades de controlo de emergência, conduta de descarga, estrutura de controlo, bacia de dissipação.
- Albufeira:
 - caudal sólido, deslizamentos, outros.
- Estrada de acesso:
 - Condições de pavimento, valas, ponte.

Se ocorre um sismo de moderada e elevada magnitude deve ser efectuada imediatamente uma inspecção à barragem com o seguinte procedimento (ICOLD, 1988):

- Se os danos da barragem têm uma extensão com aumento de caudal para jusante, devem ser imediatamente implementados procedimentos relacionados com a rotura, de acordo com o planeado;
- Se existe um caudal anormalmente reduzido à montante do armazenamento, inspecionar a albufeira, no sentido de se procurar detectar danos devido a deslizamentos. Se for o caso implementar procedimentos relacionados com a rotura;
- Efectuar uma estimativa das características do sismo;
- Conduzir imediatamente uma inspecção global da barragem. Se existirem danos visíveis, mas que não são susceptíveis de provocar a rotura da bar-

- crest (surface cracking, settlement, lateral movement, camber).
- Spillway
 - approach channel (vegetation, debris, slides, slope protection);
 - control structures (apron, crest, walls, gates, bridge, chute, stilling basin, outlet channel).
- Outlet Works
 - inlet works, emergency control facility, outlet conduit, service control facility, stilling basin.
- Reservoir
 - Log Boom, landslides, other.
- Access Road
 - Condition of pavement, ditches and bridge.

If an earthquake of moderate or high Richter magnitude occurs, an immediate inspection of the dam shall be carried out following these procedures (ICOLD, 1988):

- If the dam is damaged to the extent that there is increased or new flow passing downstream, immediately implement failure or impending failure procedures, as previously planned;
- If abnormally reduced flow is present at the upstream end of the storage, immediately inspect the river course for possibility of upstream damages due to landslide. If such is the case, implement failure or impending failure procedures;
- Make an estimate of the earthquake's characteristics;
- Immediately conduct a general overall visual inspection of the dam;
- If visible damage has occurred but has not been serious enough to cause dam failure, quickly observe the nature, location and extent of the damage and report all the information to the supervisory office for a decision on further actions;
- Make additional inspections at any time because of possible aftershocks;
- The following aspects require attention during inspections:
 - cracks, settlements and seepage located on abutments or faces of the dam;

ragem, é necessário observar rapidamente a natureza, localização e extensão dos danos e reportar toda a informação à supervisão para a tomada de decisões futuras;

- Fazer inspeções adicionais para a possibilidade de ocorrência de pós-sismos;
- Durante a inspeção merecem atenção os seguintes aspectos:
 - fendas, assentamentos e percolação nos encontros e taludes da barragem;
 - drenos e ressurgências de caudal crescente ou interrupção do caudal;
 - descargas de fundo ou comportas não alinhadas;
 - zonas visíveis de albufeira, deslizamentos a jusante, ressurgências, zonas de liquefacção, quedas de blocos na albufeira e zonas de jusante;
 - para túneis e condutas observar se as descargas transportam material de silte, areia, cascalho, rocha ou fragmentos de betão;
- Continuação de inspeção e observação das estruturas, pelo menos 48 horas após os sismos, visando detectar fenómenos diferidos;
- Deve ser efectuada uma segunda inspeção, duas semanas a um mês, após a ocorrência de uma inspeção inicial;
- Um programa de leituras muito frequentes deve ser implementado pelo menos 48 horas após a ocorrência do sismo;
- Se a rotura for iminente deve ser avisada a população a jusante. Devem ser tomadas medidas no sentido de reduzir o volume da albufeira.

SISMICIDADE INDUZIDA DA ALBUFEIRA

Sismos induzidos pela albufeira têm merecido a atenção dos projectistas, no tocante à segurança da barragem.

A sismicidade induzida das albufeiras está relacionada com barragens de altura superior a 100 m ou grandes albufeiras (capacidade superior a $500 \times 106 \text{ m}^3$), taxa de enchimento da albufeira e de no-

- drains and seeps for increased flow or flow stoppage;
- outlet works or gate misalignment;
- visible reservoir and downstream areas for landslides, new springs and sandboils and rockfalls around the reservoir and in downstream areas;
- for tunnels and conduits, observe whether silt, sand, gravel, rock or concrete fragments are being carried in the discharge stream;
- Continue to inspect and monitor the facilities for at least 48 hours after the earthquake, as delayed damage may occur;
- A secondary inspection should be made two weeks to a month after the initial inspection;
- A schedule of very frequent readings should be followed for at least 48 hours after the earthquake;
- If failure is imminent, it is essential to warn downstream residents. All measures should be used to reduce reservoir storage.

RESERVOIR INDUCED SEISMICITY

Man-made earthquakes caused by filling reservoirs have gained the attention of designers who are concerned with dam safety.

Reservoir induced earthquakes are linked to dams higher than approximately 100m or to large reservoirs (capacity greater than $500 \times 106 \text{ m}^3$), the rate of reservoir filling and new dams of a smaller size located in tectonically sensitive areas.

The earthquakes that have occurred around the few dams by mere accident cannot definitely be attributed to dam or water load, which is insignificant, compared to the earth mass.

The detection of reservoir induced seismicity may be performed in two phases (ICOLD, 1999):

- phase 1 includes historical seismicity and surveys of reservoir and surrounding geological structures, aiming at identification of possible active faults;
- the second phase is carried out starting at least

vas barragens de menor dimensão, mas localizadas em zonas tectónicas sensíveis.

Os sismos que ocorreram na vizinhança de algumas barragens, por um acaso, não podem ser atribuídos à barragem ou pressão de água, que é insignificante em comparação à massa de aterro.

A detecção da sismicidade induzida pode ser efectuada em duas fases (ICOLD, 1999):

- a fase 1 inclui a sismicidade histórica e os registos dos equipamentos instalados na albufeira e nas estruturas geológicas vizinhas, visando a identificação de falhas activas;

one or two years prior to impounding with the installation of a permanent network of seismometers and other measures such as precise leveling, use of instrumentation to detect active fault movements and reservoir slope stability studies.

Seismological observations established at the Bhakra, Pong and Ramanga dams in the Hymalayan terrain have not registered any increase in seismicity due to impounding of waters.

Table 1 presents some examples of dam sites where induced earthquakes with a magnitude higher than 5 on the Richter scale have occurred (Sêco e Pinto, 1996c).

Quadro 1 - Exemplos de barragens com sismicidade induzida

Table 1 - Examples of dams with induced seismicity

BARRAGEM DAM	PAÍS COUNTRY	TIPO TYPE	ALTURA HEIGHT (M)	VOL. DE ALBUFEIRA RESERVOIR VOLUME (X 10 ⁶ M ³)	ANO DE ENCHIMENTO YEAR OF IMPOUNDING	SISMICIDADE INDUZIDA INDUCED SEISMICITY		SISMICIDADE ANTERIOR PRIOR SEISMICITY
						M	ANO YEAR	
<i>Marathon</i> <i>Marathon</i>	<i>Grécia</i> <i>Greece</i>	<i>Gravidade</i> <i>gravity</i>	63	41	1930	5	1938	<i>moderada</i> <i>moderate</i>
<i>Hoover</i> <i>Hoover</i>	<i>E.U.A.</i> <i>U.S.A.</i>	<i>arco-gravidade</i> <i>arch-gravity</i>	221 221	36703 36703	1936 1936	5 5	1939 1939	-- --
<i>Kariba</i> <i>Kariba</i>	<i>Zimbabwe/Zambia</i> <i>Zimbabwe/Zambia</i>	<i>arco</i> <i>arch</i>	128 128	160368 160368	1959 1959	5,8 5,8	1963 1963	<i>baixa</i> <i>low</i>
<i>Haifengkiang</i> <i>Haifengkiang</i>	<i>China</i> <i>China</i>	<i>contrafortes</i> <i>buttress</i>	105 105	10500 10500	1959 1959	6,1 6,1	1962 1962	<i>asísmica</i> <i>aseismic</i>
<i>Koyna</i> <i>Koyna</i>	<i>Índia</i> <i>Índia</i>	<i>gravidade</i> <i>gravity</i>	103 103	2708 2708	1964 1964	6,5 6,5	1967 1967	<i>baixa</i> <i>low</i>
<i>Kremasta</i> <i>Kremasta</i>	<i>Grécia</i> <i>Greece</i>	<i>aterro</i> <i>embankment</i>	165 165	4750 4750	1965 1965	6,3 6,3	1966 1966	<i>moderada</i> <i>moderate</i>
<i>Roi Constantine</i> <i>Roi Constantine</i>	<i>Grécia</i> <i>Greece</i>	<i>aterro</i> <i>embankment</i>	96 96	1000 1000	1969 1969	6,3 6,3		<i>moderada</i> <i>moderate</i>
<i>Oroville</i> <i>Oroville</i>	<i>E.U.A.</i> <i>U.S.A.</i>	<i>aterro</i> <i>embankment</i>	236 236	4298 4298	1967 1967	5,7 5,7	1975 1975	<i>moderada</i> <i>moderate</i>
<i>Tarbella</i> <i>Tarbella</i>	<i>Pakistão</i> <i>Pakistan</i>	<i>aterro</i> <i>embankment</i>	143 143	14300 14300	1974 1974	5,8 5,8	1996 1996	<i>Baixa</i> <i>low</i>

- a segunda fase inicia-se pelo menos um ou dois anos antes do enchimento da albufeira, com a instalação de uma rede permanente de sismómetros e outra medidas, como o nivelamento, utilização de equipamentos para detectar os movimentos das falhas activas e estudos sobre a estabilidade dos taludes da albufeira.

Observações sismológicas efectuadas nas barragens de Bhakra, Pong e Ramanga nos Himalaias não registaram nenhum incremento de sismicidade devido ao enchimento,

O Quadro 1 apresenta alguns exemplos de locais de barragem em que ocorreram sismos induzidos com uma magnitude superior a 5 na escala de Richter (Sêco e Pinto, 1996c).

ENSAIOS DINÂMICOS EM PROTÓTIPOS

Ensaio vibratório efectuado em protótipos de barragens acompanhadas de adequadas medidas geofísicas possibilitam uma informação vital das propriedades dinâmicas dos materiais (Sêco e Pinto, 1991).

Estes ensaios fornecem uma informação fiável sobre o comportamento sísmico de uma barragem, mas o nível tensões é sempre muito inferior aos valores induzidos pelos sismos. Estes ensaios não possibilitam uma análise do comportamento não linear da barragem.

Para as barragens de betão os ensaios dinâmicos em protótipo têm um papel importante na validação do modelo analítico.

O Quadro 2 ilustra as barragens que foram sujeitas a um ou mais tipos de excitação dinâmica.

A resposta das barragens a estas vibrações foi registada por sismómetros colocados em vários locais da barragem. Através da análise dos registos foram obtidas as frequências naturais, os modos 3D de vibração, bem como os coeficientes de amortecimento.

Caso de obra

A barragem de Santa Felícia com 83 m de altura e 389 m de comprimento tem um núcleo central impermeável e maciços estabilizadores permeáveis (fig. 11).

PROTOTYPE DYNAMIC TESTS

Full scale and man-made vibration tests, accompanied by appropriate geophysical measurements, can provide vital information regarding the dynamic properties of materials (Sêco e Pinto, 1991).

These tests play a fundamental role, providing reliable reference data on the seismic behavior of a dam but the stress level is always very low with respect to that induced by an earthquake. So these tests cannot adequately reproduce the dam's non-linear behavior.

For concrete dams, forced vibration tests still have an important role for the validation of the analytical model.

Table 2 lists the dams, which were subject to one or more types of dynamic excitation.

The dam's response to such vibrations was recorded on seismometers placed at various locations at the dam. By analyzing the recorded motions, natural frequencies and associated 3D mode shapes, as well as damping ratios were obtained.

Case study

Santa Felicia Dam, 83m in height and 389m in length, has a central, impervious core and pervious shells (figure 11).

The dam was excited into resonance in various modes in the upstream-downstream direction by a coupled pair of mechanical shakers (Ghaffar and Scott, 1981). Symmetric and anti-symmetric vibrations were obtained by synchronizing the two shakers to run in-phase and 180° out-of-phase. The measurements taken (in the frequency range 1.0 Hz-6.0 Hz) on the dam included, as a first step, the determination of the natural frequencies, preliminary modal damping ratios and mode shapes along the crest and the downstream face. Eight seismometers located at selected measurement stations to cover the entire dam crest and downstream face, were used to pick up the steady-state vibrations of the dam, oriented in the direction of the exciting

Quadro 2 – Lista das barragens sujeitas a uma vibração dinâmica

Table 2 – List of dams subjected to dynamic excitation

Nº	NOME NAME	TIPO TYPE	PAÍS COUNTRY	ALTURA (M) HEIGHT (M)	TIPO DE REGISTO DE VIBRAÇÕES TYPE OF RECORDED VIBRATIONS
1	<i>Santa Felicia</i>	BT	E.U.A.	83	<i>Sísmica, ambiente, induzida, hidrodinâmica</i>
1	<i>Santa Felicia</i>	ED	U.S.A.		<i>Seismic, ambient, forced, hydrodynamic</i>
2	<i>Brea</i>	BT	E.U.A.	27	<i>Sísmica</i>
2	<i>Brea</i>	ED	U.S.A.		<i>Seismic</i>
3	<i>Carbon Canyon</i>	BT	E.U.A.	33	<i>Sísmica</i>
3	<i>Carbon Canyon</i>	ED	U.S.A.		<i>Seismic</i>
4	<i>Bouquet</i>	BT	Jugoslavia	60	<i>Induzida</i>
4	<i>Bouquet</i>	ED	Yugoslavia		<i>Forced</i>
5	<i>Mavroro</i>	BT	Japão	56	<i>Induzida</i>
5	<i>Mavroro</i>	ED	Japan		<i>Forced</i>
6	<i>Kisenyama</i>	BT	Japão	95	<i>Sísmica, ambiente, induzida</i>
6	<i>Kisenyama</i>	RD	Japan		<i>Seismic, ambient, forced</i>
7	<i>Shimokotori</i>	BT	Japão	119	<i>Sísmica, ambiente, induzida</i>
7	<i>Shimokotori</i>	RD	Japan		<i>Seismic, ambient, forced</i>
8	<i>Nikappu</i>	BT	Japão	103	<i>Sísmica, ambiente, induzida</i>
8	<i>Nikappu</i>	RD	Japan		<i>Seismic, ambient, forced</i>
9	<i>Talaragi</i>	BT	Japão	65	<i>Sísmica, ambiente, induzida</i>
9	<i>Talaragi</i>	RD	Japan		<i>Seismic, ambient, forced</i>
10	<i>Sannokai</i>	BT	Japão	37	<i>Sísmica</i>
10	<i>Sannokai</i>	ED	Japan		<i>Seismic</i>
11	<i>Ainono</i>	BT	Japão	41	<i>Sísmica</i>
11	<i>Ainono</i>	ED	Japan		<i>Seismic</i>
12	<i>Ushino</i>	BE	Japão	21	<i>Sísmica</i>
12	<i>Ushino</i>	RD	Japan		<i>Seismic</i>
13	<i>Kamishiba</i>	BA	Japão	110	<i>Induzida</i>
13	<i>Kamishiba</i>	AD	Japan		<i>Forced</i>
14	<i>Mainadisauro</i>	BA	Itália	136	<i>Induzida</i>
14	<i>Mainadisauro</i>	AD	Italy		<i>Forced</i>
15	<i>Pacoima</i>	BA	E.U.A.	128	<i>Induzida</i>
15	<i>Pacoima</i>	AD	USA		<i>Forced</i>
16	<i>Cabril</i>	BA	Portugal	136	<i>Induzida</i>
16	<i>Cabril</i>	AD	Portugal		<i>Forced</i>
17	<i>Aguieira</i>	BAM	Portugal	89	<i>Induzida</i>
17	<i>Aguieira</i>	MAD	Portugal		<i>Forced</i>

BT - barragem de terra
ED - earth dam

BE - barragem de enrocamento
RD - rockfill dam

BA - barragem de arco
AD - arch dam

BAM - barragem de arcos múltiplos
MAD - multi arch dam

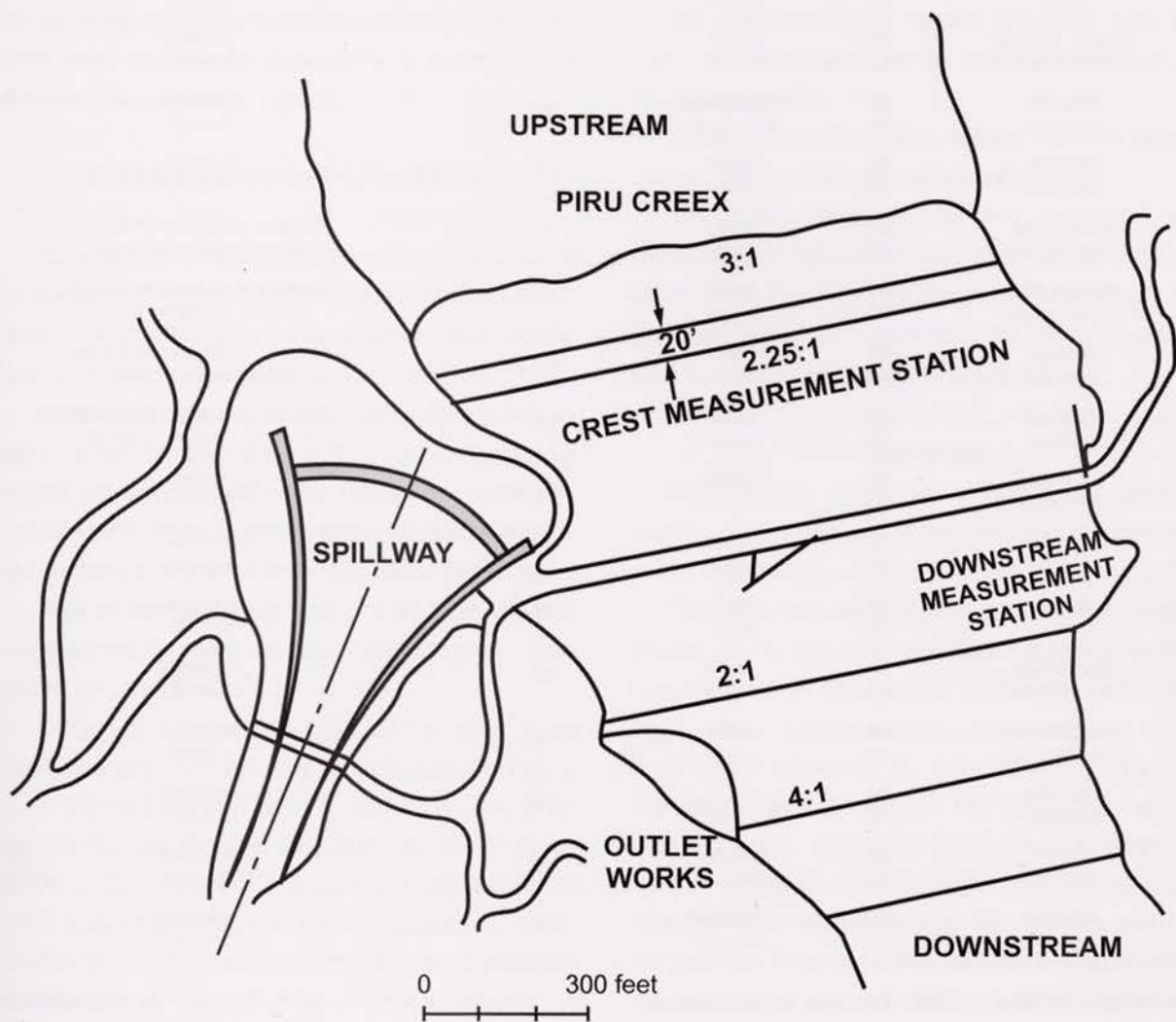
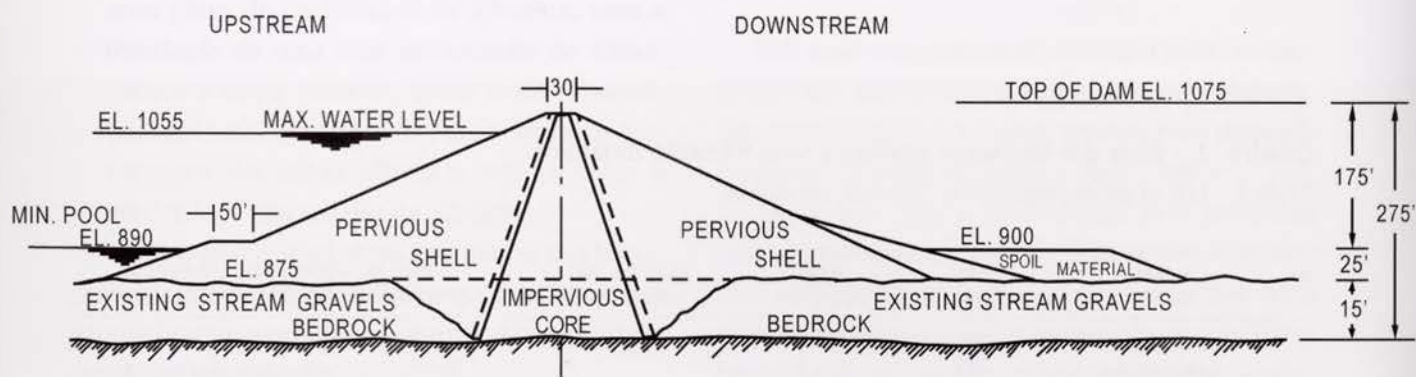


Figura 11 - Perfil tipo e planta da barragem de Santa Felicia (segundo Ghaffar and Scott, 1981)
 Figure 11 - Cross section and plan view of Santa Felicia Dam (after Ghaffar and Scott, 1981)

A barragem foi levada a ressonância em vários modos na direcção montante-jusante por um conjunto mecânico de vibradores (*Ghaffar e Scott, 1981*). Vibrações simétricas e antisimétricas foram obtidas por dois vibradores em fase e desfasados de 180°. As medidas efectuadas (na frequência de 1.0 Hz-6.0 Hz) na barragem incluíram numa primeira fase, a determinação das frequências naturais, coeficientes preliminares de amortecimento e modos de vibração no coroamento e no paramento de jusante. Foram utilizados oito sismómetros, localizados em centrais de leitura, para cobrir o coroamento da barragem e o paramento de jusante, e registar as vibrações da barragem orientadas na direcção da excitação da força harmónica. Em complemento com a medição de 17 modos, na direcção montante-jusante, foram medidos oito modos de vibração 3D da resposta da barragem.

EFEITOS DE ENVELHECIMENTO

Envelhecimento é definido com a classe de deterioração associada com o tempo relacionado com as propriedades dos materiais da estrutura e sua fundação. E por isso essas deteriorações podem ocorrer 5 anos após a exploração da barragem (*ICOLD, 1993a*).

Inspecção, ensaios e instrumentação das estruturas são os métodos necessários para o conhecimento e controlo. A avaliação directa do envelhecimento é possível através da instrumentação das propriedades da estrutura e indirectamente pela instrumentação dos efeitos e consequências dessas modificações e das acções que o provocam.

A erosão interna da fundação e do corpo da barragem provocou um grande número de roturas.

O progresso na segurança de barragens é devido aos desenvolvimentos no dimensionamento e construção, mas possivelmente devido à manutenção e instrumentação em particular às inspecções visuais e cuidadoso acompanhamento do aumento da percolação, que impediram muitas roturas de barragens e reduziram as consequências de outras.

harmonic force. In addition to the measurement of 17 modes in U-D direction, eight modes of vibration of the 3D dam response were measured using six seismometers.

AGEING EFFECTS

Ageing is defined as a class of deterioration associated with time-related changes in the properties of the materials of which the structure and its foundation are constructed. These deteriorations occur more than 5 years after beginning operation (*ICOLD, 1993a*).

Inspection, testing and monitoring of the works are the methods used to obtain the knowledge required to exercise control. A direct evaluation of ageing is possible by monitoring changes in structural properties and indirect evaluation is available by monitoring the effects and consequences of these changes and of the actions causing them.

Piping in the foundation and body of fill dams has caused a number of failures.

The progress in safety of dams is due to design and construction improvements but possibly more to maintenance and monitoring and, in particular, to proper visual inspections and careful follow-up of increases in leakage that have prevented many failures and reduced the consequences of others.

REHABILITATION OF DAMS

Due to ageing effects, this topic is receiving increased attention.

The use of geomembranes for the rehabilitation of dams is a topic of great interest. Following *ICOLD (1991)*, more than 70 dams located in 24 countries have used geomembranes.

The causes of dam deterioration are related to irregular settlement of the fill or foundation, poor concrete quality and shrinkage cracks.

Dangers to which the geomembranes are exposed:

REABILITAÇÃO DAS BARRAGENS

Devido aos efeitos de envelhecimento das barragens, a sua reabilitação está a merecer uma atenção crescente.

A utilização de geomembranas para a reabilitação das barragens tem merecido um interesse crescente. De acordo com ICOLD (1991) um número superior a 70 barragens, localizadas em 24 países, utilizou geomembranas.

As causas das deteriorações estão relacionadas com assentamentos irregulares do aterro e fundação, qualidade do betão, e fendas de retracção.

As geomembranas estão expostas aos seguintes perigos:

- queda de blocos rochosos;
- pancadas devidas a objectos flutuantes;
- radiações ultravioletas;
- outros danos.

- falling rock at mountain site;
- blows from heavy floating objects;
- ultraviolet radiation;
- willful damage.

Case study

Matahina Dam is an 80m high rockfill embankment, with a central core, located in New Zealand.

The dam leaked following the first filling in 1967, due to core cracking and was consequently repaired. In 1987, the dam was exposed to strong seismic shaking (peak horizontal crest acceleration 0.42g) due to a $M=6.3$ earthquake located at the Edgcombe fault.

The dam is located across the 80km long Waiohau active fault, with proven surface breaking during the Holocene.

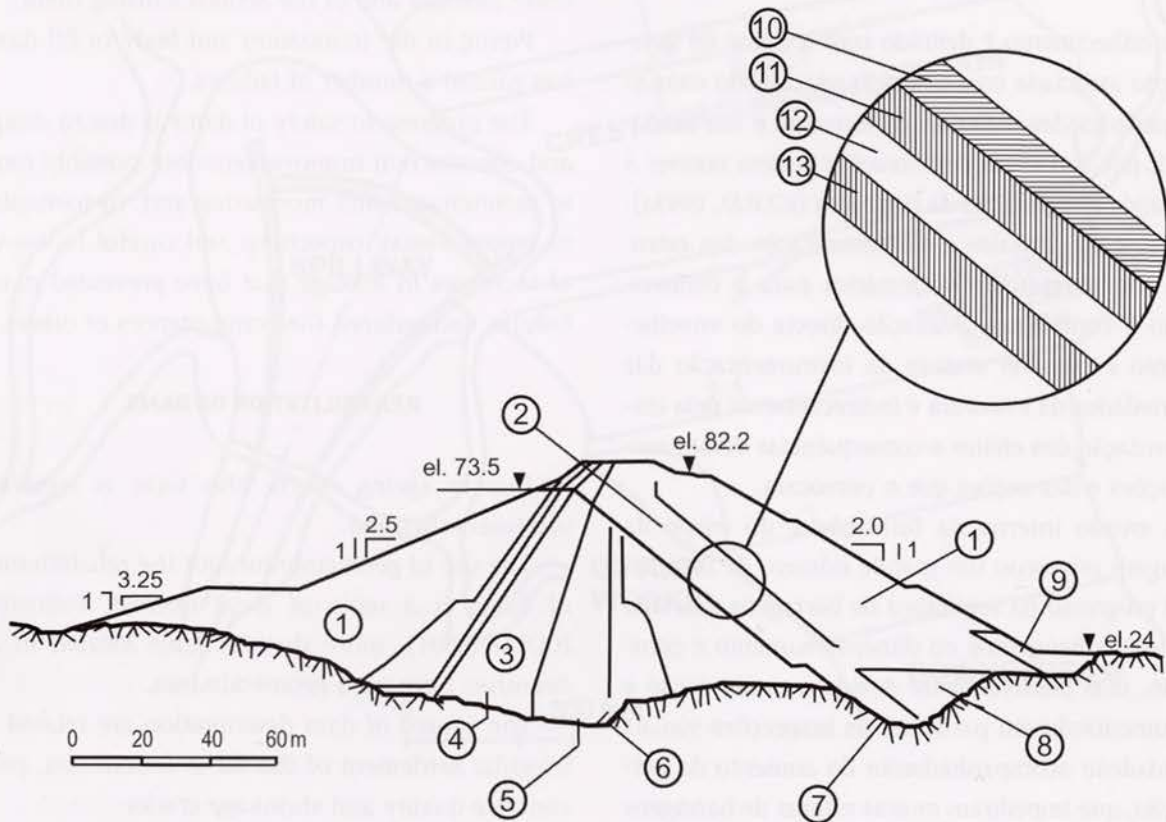


Figura 12 - Reabilitação da barragem de Matahina (segundo ICOLD, 1998a)
Figure 12 - Rehabilitation of Matahina Dam (after ICOLD, 1998a)

Caso de obra

A barragem de Matahina é uma barragem de enrocamento com 80 m de altura e um núcleo central, localizada na Nova Zelândia.

Após o primeiro enchimento, em 1967, a barragem exibiu percolações, devido a fissuração do núcleo, e foi consequentemente reparada. Em 1987 a barragem sofreu um forte abalo sísmico (aceleração de pico de 0.42 G) devido a um sismo com $M=6.3$, localizado na falha de Edgecumbe.

A barragem está localizada na falha activa de Waiohau, situada a 80 km, que sofreu rotura durante o período Holocénico.

Para a análise de segurança da barragem foi seleccionado um sismo com $M=7.2$ e foi considerado que a superfície de rotura da falha de Waiohau atravessava o local da barragem. Foi considerado um deslocamento de 3.0 m de uma falha oblíqua com 2:1 (isto é um deslocamento horizontal de 2,7 m e um deslocamento vertical de 1,3 m). Tal deslocamento irá resultar numa elevada fissuração do corpo da barragem, acompanhada de erosão interna como foi observado no sismo de Edgecumbe em 1987.

O reforço proposto está indicado na figura 12 e consistiu numa escavação significativa do maciço de jusante, mas conservando o núcleo. O controlo de percolação foi efectuado com a colocação de uma zona espessa de filtro, de material de transição e de materiais drenantes, com uma espessura mínima de 5,0 m. A nova largura de coroamento é aproximadamente de 40 m, com o coroamento a ser elevado de 3,0 m, para incorporar qualquer assentamento, devido à vibração e para manter uma folga adequada (ICOLD, 1998a).

BENEFÍCIOS E PROCUAÇÕES DAS BARRAGENS

Os benefícios das barragens estão relacionados com a sua utilização para fins múltiplos, designadamente, abastecimento de água, agricultura, geração de energia eléctrica, controlo de cheias, lazer e outros fins.

For dam safety, evaluation of an earthquake with $M=7.2$ was selected, considering the surface rupture of the Waiohau fault crossing the dam site. The value of 3.0m in oblique was thus selected for the fault surface displacement as 2:1 (i.e. 2.7m horizontal and 1.3m vertical displacement). Such displacements would result in major cracking of the dam body inducing piping and internal erosion, as observed during the 1987 Edgecumbe earthquake.

The proposed strengthening is shown in figure 12 and consists of excavating a significant part of the downstream shoulder and on keeping the existing core. The post SEE leakage control is to be ensured by placing a wide zone of filter, transition and drainage materials, which are 5.0m minimum thick. The new crest will be approximately 40m with the crest being heightened by 3.0m to accommodate any settlement due to shaking and to maintain sufficient freeboard (ICOLD, 1998a).

BENEFITS AND CONCERNS OF DAMS

The benefits of dams are demonstrated with the multipurpose uses of dams for water supply, irrigated agriculture, electrical energy generation, flood control, recreation and other usages.

Importance to environmental and social aspects of dams and reservoirs is increasing. Construction of dams is no longer acceptable without careful analysis of mitigating and adverse impacts. It is important to build dams in harmony with the environment and therefore economic development and environmental protection must proceed hand in hand.

One of the predominant concerns about reservoirs is re-settlement. Following ICOLD (1997), involuntary settlement must be handled with special care, managerial skill and political concern, based on comprehensive social research and sound planning for implementation.

A study carried out in respect of a number of major dams built for multipurpose projects indicates that the population displaced on account of

É crescente a importância dos bens sociais e ambientais das barragens e albufeiras. Não é aceitável a construção de barragens sem um estudo cuidadoso dos impactos ambientais e das medidas de mitigação.

É importante construir as barragens em harmonia com o ambiente e os desenvolvimentos económicos e a protecção ambiental devem avançar *pari-passu*.

Uma das preocupações predominantes das barragens é o realojamento das populações. De acordo com ICOLD (1997) o realojamento involuntário deve ser tratado com cuidado especial, com habilidade e preocupação política na procura da implementação de uma solução social com suporte sólido.

Um estudo efectuado para grandes barragens de fins múltiplos mostrou que o deslocamento de populações varia entre 0,5 % a 4 % da população que irá beneficiar das facilidades de irrigação e uma fracção muito pequena da que irá beneficiar de electricidade (Naidu, 1999). A taxa dos beneficiários em relação às pessoas afectadas é superior a 200:1.

Veltrop (1998) apresentou uma listagem detalhada de mais de 80 potenciais impactos do ambiente (flora, fauna e fauna aquática), aspectos sociais, económicos e culturais, terra, barragem, actividades construtivas das barragens, sedimentação das albufeiras, hidrologia a jusante, qualidade de água, barragens de regularização, clima e saúde e higiene.

A fiabilidade técnica e a justificação económica de novos projectos de barragens estão subordinados aos aspectos sociais, políticos, e considerações ambientais e implica uma cooperação entre engenheiros, cientistas, ambientalistas e decisores.

ANÁLISE DE RISCO

Há muitos anos, donos de obra, autoridades e consultores têm efectuado análises de risco. Procura-se identificar os riscos reais associados a cada tipo e altura de barragem para todas as situações e podem ser conduzidos através de:

construction of dams varies. Between 0.5% to 4% of the population benefited from irrigation facilities and a tiny fraction of these benefited from electricity (Naidu, 1999). The rate of beneficiaries to affected persons is greater than 200:1.

A detailed listing of over 80 potential impacts on the natural environment (flora, fauna and aquatic fauna), social, economic and cultural aspects, land, dam construction activities, sedimentation of reservoirs, downstream hydrology, water quality, tidal barrages, climate and human health was presented by Veltrop (1998).

Technical feasibility and economic justification of new dam projects are now second to social, political and environmental considerations and requires cooperation among engineers, scientists, environmentalists and stakeholders.

RISK ANALYSES

Dam owners, regulatory authorities and consultants have been carrying out risk analyses for many years. The purpose is to identify the main real risks associated with each type and height of dam for all circumstances and can be conducted:

- in extensive risk analysis of very large dams, to reliably substantiate the probabilities chosen in event trees;
- in simplified risk analysis of smaller dams, to focus low-cost risk analysis on a few main risks;
- and in identifying possibilities for reducing these risks through low-cost structural or non-structural measures (Lempérière, 1999).

The findings of statistical data analysis of dam failures show that (ICOLD, 1995):

- the failure percentage of large dams has been falling over the last four decades. 2.20% of dams built before 1950 failed whereas failures of dams built since 1951 are less than 0.5%;
- most failures involve newly built dams. The greatest proportion (70% of failures) occur in the first ten years and especially in the first year after commission.

- análises de risco pormenorizadas de grandes barragens, para dar suporte fiável às probabilidades escolhidas em árvores de acontecimentos;
- análises de risco simplificadas de pequenas barragens para focar análises de baixo custo de alguns riscos importantes;
- identificar possibilidades para reduzir estes riscos através de baixo custo estrutural ou de medidas não estruturais (Lempérière, 1999).

A análise estatística das roturas das barragens mostra que (ICOLD, 1995):

- a percentagem de roturas de grandes barragens tem diminuído ao longo das quatro últimas décadas de 2,20 %, de barragens construídas antes de 1950, para 0,5 % para barragens construídas depois de 1951;
- a maior parte das roturas envolve novas barragens. A maior parte de 70 % de roturas ocorreu nos primeiros 10 anos e principalmente no primeiro ano após o enchimento.

No próximo ano cerca de 1 bilhão de pessoas estarão a viver a jusante das barragens. É possível que milhões estejam em risco, nos próximos 50 anos, devido a rotura das barragens. Embora a probabilidade de rotura anual seja inferior a 10^{-6} em muitos casos, pode ser superior para barragens em áreas sísmicas sujeitas a roturas súbitas, designadamente barragens de estêreis e aterros hidráulicos.

O potencial risco das barragens consiste nas componentes estruturais e nas componentes sócio-económicas.

As componentes estruturais do risco potencial dependem da capacidade de armazenamento e da altura barragem, em virtude das consequências potenciais a jusante serem proporcionais aos valores mencionados (ICOLD, 1989). Os riscos sócio-económicos podem ser expressos pelo número das pessoas que necessitam de ser evacuadas a jusante, em caso de perigo e pelos danos potenciais a jusante.

A consideração do comportamento humano é essencial na avaliação das consequências das roturas: bem organizados planos de emergência e sistemas de alerta podem diminuir o número de vítimas e por

In the next century, one billion people will live downstream to dams. It appears that millions may be at risk within the next 50 years as a result of dam failures. Although the annual failure probability of dams is lower than 10^{-6} in most cases, it may be higher for dams in seismic areas, subject to sudden failures such as tailing dams and hydraulic fill dams.

The potential risk associated with dams consists of structural components and socio-economic components. The structural components of potential risk mostly depend on storage capacity and the height of the dam, as the potential downstream consequences are proportional to the mentioned values (ICOLD, 1989). Socio-economic risks can be expressed by a number of people who need to be evacuated in case of danger and potential downstream damage.

Consideration of human behavior is essential when assessing the consequence of failures: well organized emergency planning and early warning systems could decrease the number of victims and so the study of human behavior plays an important role in assessment of risk analysis.

The results of risk analysis can be used to guide future investigations and studies and to supplement conventional analyses in making decisions on dam safety improvements. With increasing confidence in the results of risk analyses, the level of risk could become the basis of safety decisions.

A probabilistic risk assessment addresses three fundamental questions (Salmon and Hartford, 1995 a):

- what can go wrong?
- how likely is it?
- what damage will it do?

In general, a society risk of 0.001 lives per year per dam appears to be acceptable. Assuming that the combined probability of failure to a PMF and MCE is approximately $1/100,000$ per year, a loss of life of up to 100 people would result in an acceptable risk of 0.001 lives per year per dam.

The past practices of US Army Corps of Engineers, US Reclamation Bureau and BC Hydro

isso o estudo do comportamento humano tem um papel importante na avaliação da análise de risco.

Os resultados desta análise de risco podem guiar futuras investigações e estudos, complementar análises convencionais na tomada de decisões relativamente à melhoria da segurança das barragens. Com o aumento de confiança nas análises de risco, o nível de risco pode tornar a base das decisões de segurança.

A avaliação do risco probabilístico levanta três questões fundamentais (Salmon e Hartford, 1995 a):

- o que pode correr mal?
- qual é a possibilidade?
- que danos pode provocar?

Em geral o risco de 0.001 vidas por ano e por barragem é aceitável para a sociedade. Considerando uma combinação probabilística de rotura para PMF e MCE, de aproximadamente de 1/100 000 por ano, a perda de vidas superior a 100 irá resultar num risco aceitável de 0.001 vidas por ano e por barragem.

As práticas anteriores de *US Army Corps of Engineers*, *US Bureau of Reclamation* e *BC Hydro* estão ilustradas na figura 13, com uma linha de risco de 0.001 (ou 10^{-3}) vidas por ano e por barragem (Salmon and Hartford, 1995 b).

A prática anterior aponta para um grande aumento da fiabilidade (diminuição da probabilidade de rotura) quando as consequências excedem alguns critérios fixados, como 1 ou 6 possíveis fatalidades.

OBSERVAÇÕES FINAIS E TÓPICOS DE DISCUSSÃO

Não obstante o grande progresso efectuado nos últimos anos, no dimensionamento sísmico das barragens, há ainda espaço para questões que permanecem sem uma resposta definitiva. Apresentam-se, subsequentemente, algumas das questões que merecem discussão.

A expectativa de discussões vivas irá proporcionar a oportunidade de partilhar experiências e contribuir para o avanço dos conhecimentos.

- A complexidade dos programas computacionais exige a validação dos modelos. Qual é a melhor metodologia?

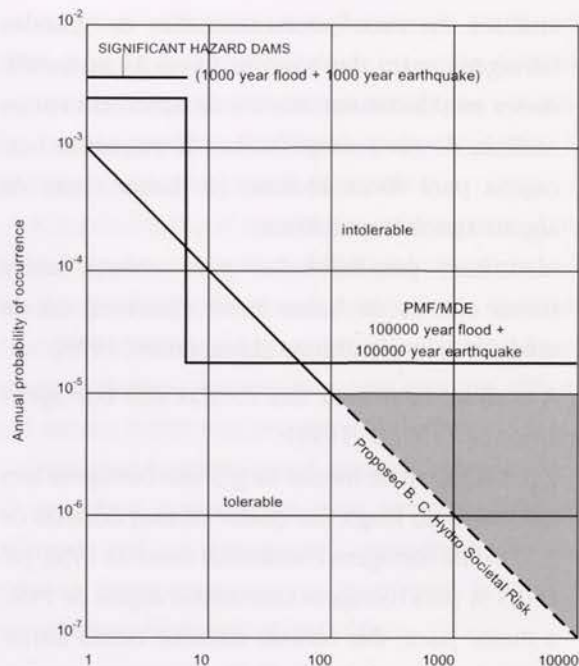


Figura 13 – Critério de casualidade incremental (segundo Salmon e Hartford, 1995b)

Figure 13 – Incremental hazard criteria (after Salmon and Hartford, 1995b)

are shown in figure 13 along with a risk line of 0.001 (or 10^{-3}) lives per year per dam (Salmon and Hartford, 1995 b).

Past practice has been to require relatively large increases in reliability (decreases in probability of failure) when the consequences exceed some fixed criteria such as one expected fatality or six expected fatalities.

FINAL REMARKS AND TOPICS FOR DISCUSSION

In spite of the impressive progress that has been made in the last years on seismic design of dams, there is still space for remaining questions which do not have definitive answers. Some questions deserving further discussion are outlined below.

The floor discussions that we hope will give us a unique opportunity to share our experience and will also contribute to the advancement of knowledge.

- O interesse em avaliar a resistência à liquefacção dos ensaios de medição de ondas de corte tem aumentado. Qual é o melhor procedimento?
 - Os critérios de selecção dos períodos de retorno para MCE e OBE não estão bem definidos. São bem aceites as sugestões da ICOLD?
 - A utilização de modelos de elementos discretos para reproduzir a abertura de diaclases das rochas durante a ocorrência dos sismos.
 - Qual a eficiência de novos métodos, para além da abertura de valas, para investigar as falhas?
 - Quais são as vantagens e limitações do sistema automático com teletransmissão durante a ocorrência de eventos excepcionais como sismos e grande cheias?
 - Interligação entre os efeitos de envelhecimento, manutenção e observação em relação à segurança das barragens.
 - A utilização de geomembranas para a reabilitação de barragens relacionada com as limitações da altura da barragem, a utilização de uma segunda barreira impermeável em grandes estruturas, e os riscos em manter as geomembranas a descoberto.
 - Cooperação entre engenheiros, cientistas, ambientalistas e decisores para novos projectos de barragens devido à importância dos factores sociais, políticos e ambientais.
 - Vantagens e dificuldades da análise de risco para tomada de decisões.
 - A educação continua é altamente recomendável para incorporar os últimos desenvolvimentos da engenharia sísmica geotécnica e em particular da engenharia de barragens (Sêco e Pinto, 2000).
No tratamento destes tópicos não se deve esquecer a citação de Hippocrates:
- The complexity of computer codes demands validation of models. What is the best approach?
 - The interest in assessing liquefaction resistance from shear wave tests is increasing. What is the best procedure?
 - It seems that the criteria to select the recurrence periods for MCE and OBE are not well defined. Are the ICOLD suggestions well accepted?
 - The use of discrete element models to reproduce the opening of joints rock medium during earthquakes.
 - What is the efficiency of the new methods to investigate faults other than trenching?
 - What are the advantages and limitations of an automatic system, with teletransmission during exceptional events such as earthquakes and large floods?
 - Interplay between ageing effects and maintenance and monitoring related to the safety of dams.
 - The use of geomembranes for dam rehabilitation related to: limitation of specific dam height, the use of a second watertight barrier in large structures and the risks of leaving the geomembranes uncovered.
 - Co-operation among engineers, scientists, environmentalists and stakeholders for new dam projects due to the important role of social, political and environmental factors.
 - Advantages and difficulties of risk analyses on the basis of safety decisions.
 - Continuing education is highly recommended to follow the rapid developments of geotechnical earthquake engineering and dam engineering in particular (Sêco e Pinto, 2000).
When dealing with these topics we should never forget the memorable lines of Hippocrates:

*The art is long
the life is short
experience is fallacious
and decision is difficult.*

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- ABOUSEEDA, H and P DAKOULAS, [1996] *2D Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction*. 11 WCEE. Acapulco, Mexico.
- ABRAHAMSON, N. A. and W. J. SILVA [1997] *Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes*. *Sei. Res. Lett.* 68, n° 1, pp. 94-127.
- AMBRASEYS, N.N. [1960] *The Seismic stability of earth dams*. Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol.II, pp. 331-336.
- AMINI, F. and G. Z. Qi. [2000] *Liquefaction testing of stratified silty sands*. J.G.G.E., Vol. 126, n°: 3, pp. 208-217.
- ANDERSEN, G.R., L.E., CHOUINARD, C. BOUVIER and W.E. BUCK. [1999] *Procedure for maintenance tasks for monitoring embankment dams*. J.G.G.E., Vol. 125, n° 4, pp. 247-259.
- BAZANT, Z.P., R.J., ZRIZEK, [1976] *Endochronic constitutive law for liquefaction of sand*. JEMD, ASCE, Vol. 102, EM2, pp. 225-238.
- BUREAU, G., R.L VOLPE, W.H. Roth. and T. UDAKA [1985] *Seismic analysis of concrete face rockfill dams*. Proc. of Symposium Concrete Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance, pp.479-508.
- CÂMARA, R. J. C. [1999] *Seismic behavior of concrete dams. Safety evaluation*. Research thesis (in Portuguese), LNEC.
- CARTER, J.P., J. R. BOOKER and C.P. WROTH [1982] *A critical state soil model for cyclic loading. Soil Mechanics Transient and Cyclic Loads. Constitutive Relations and Numerical Treatment*. John Wiley & Sons, pp. 219-252.
- CASTRO, A. L. H. T. [1998] *Back analysis methods in the interpretation of concrete dam behavior*. Doctoral Thesis (in Portuguese), 244 p.
- COELHO, A. G. and J. MARCELINO, [1999] *Active faults. Probabilistic evaluation of seismic casualty*. PROSISM code. (in Portuguese). Proc. of 3rd Congress on Seismology and Earthquake Engineering, Lisbon.
- COURTNEY, T., C. TAYLOR and P. GREENING [2000] *Earthquake team reports from Turkey and Taiwan*. International Water Power & Dam Construction, February, pp. 18-20.
- DAVID, C. A., and J. P. BARDET [1996] *Performance of two reservoirs during 1994 Northridge earthquake*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 122, N°8, pp. 613-622.
- DERSHOWITZ, N., S. and H.H. EINSTEIN [1988] *Characterisation rock joint geometry with joint system models*, Rock Mech. Rock Eng., Vol. 21, n°1, pp. 21-51.
- EERI [1995] *Earthquake Spectra-Northridge Earthquake Reconnaissance Report*, Vol. 1, April.
- EINSTEIN, H.H. [1993] *Modern developments in discontinuity analysis – The Persistence Connectivity Problem in Comprehensive Rock Eng.*, Eds. J.A. Hudson, E.T. Brown, C. Fairhurst and E. Hoek), Pergamon, Oxford, Vol. 3, pp.193-213.
- ELGAMAL, A.W., M. ZEGHAL, and E. PARRA [1995] *Identification and modeling of earthquake ground response*. First International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, Japan.
- ELMS, D. [2000] *Refinements to the Newmark sliding block model*. Paper n° 2132. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- FINN, W.D.L. [1987] *Finite Element Handbook – Chapter 3 – Geomechanics*. Mc. Graw-Hill Editors H. Hardestunger.
- FURUTA and YAMOTO [2000] *Liquefaction assessment by shear wave crosshole tomography tests*. Paper n° 831. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- GHAFFAR, A. M. and SCOTT, R. F [1981] *Vibration tests of full-scale earth dam*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N°GT3, pp. 241-269.
- Gaziev, E. [1998] *Expert system for dam safety evaluation*. International Conference on Dams, Mexico, pp.181- 188.
- ICOLD [1981] *Automated Observation for the Safety Control of Dams*. Bulletin 41.
- ICOLD [1983] *Seismicity and Dam Design*. Bulletin n° 46.
- ICOLD [1988] *Inspection of Dams. Following Earthquake - Guidelines*. Bulletin n° 62.
- ICOLD [1989] *Selection Seismic Parameters for Large Dams - Guidelines*. Bulletin n° 72.
- ICOLD [1991] *Watertight Geomembranes for Dams. State of the Art*. Bulletin n° 78.
- ICOLD [1993a] *Ageing of Dams and Appurtenement Works*. Bulletin n° 93 .
- ICOLD [1993b] *Computer Software for Dam.Validation*. Bulletin n° 94 .
- ICOLD [1995] *Dam Failures, Statistical Analysis*. Bulletin n° 99 .
- ICOLD [1997] *Position paper on dams and environment*. May.
- ICOLD [1998a] *Neotectonics and Dams. Guidelines and case histories*. Bulletin 112.
- ICOLD [1998b] *Guidelines for automated dam monitoring systems, Draft*.
- ICOLD [1999] *Seismic observation of dams. Guidelines and case studies*. Bulletin 113.
- IDRISS, I. M. [1995] *An overview of earthquake ground motions pertinent to seismic zonation*. Proc. 5th Int. Conf. Seismic Zonation, Nice, pp. 2111-2126.

- IDRISS, I. M., J. LYSMER, R. HWANG. and H.B. SEED [1973] *Quad-4. A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite elements*. Report n° UCB/EERC-73/16, University of California, Berkeley.
- KIMURA, M., F. KATAHIRA, H. SATO and M. SATO [1996] *Centrifuge modeling of earthquake response of large dams*. Paper n° 1012. 11 WCEE. Acapulco, Mexico.
- LAI, S. S. and H.B. SEED [1985] *Dynamic response of Long Valley Dam in the Mammoth Lake*. Earthquake series on May 25-27, 1980. Report n° UCB/EERC-85/12, University of California, Berkeley.
- LEE, M.K.W. and W. D.L. FINN [1995] *DESRA-1: Program for the dynamic effective stress response analysis of soil deposits including liquefaction evaluation*. Rep N° 36, Mech. Ser. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver.
- LEMOS, J.V. [1999a] *Modeling and failure Analysis in Rock Engineering*. Research Program, LNEC.
- LEMOS, J.V. [1999b] *Discrete elements analysis of dam foundations*, Memória 817, LNEC.
- LEMPÉRIERE, F. [1999] *Risk Analysis: What sort should be applied and to which dams?* The International Journal on Hydropower & Dams, Vol.6, pp. 128-132.
- LYSMER, J., T. UDAKA, H.B. SEED and R. HWANG [1974] *LUSH 2- A computer program for complex response analysis of soil-structure systems*. Report n° UCB/EERC 75-30. University of California, Berkeley.
- LYSMER, J., T. UDAKA, C. TSAI and H.B. SEED [1975] *A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems*. Report n° UCB/EERC 74-4. University of California, Berkeley.
- MASUKAWA, S., M YASUNAKA. and H. TAGASHIRA [1996] *Earthquake observation and three dimensional modal analysis of a rock-fill Dam*, 11 WCEE. Acapulco, Mexico.
- MAKDISI, F. I. and H. B. SEED [1977] *A simplified procedure for estimating earthquake induced deformations in dams and embankments*. Report n° EERC 79-19. University of California, Berkeley.
- MROZ, Z., V.A. NORRIS and O.C. ZIENKIEWICZ [1979] *Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils*. Advanced Topics and New Developments in Finite Element Analysis, Portoroz, pp. 18-22.
- NEWMARK, N.M. [1965] *Effects of earthquakes on dams and embankments*. Geotechnique, Vol 15, n°2, pp. 139-160.
- NAIDU, B.S.K. [1999] *Environmental concerns of Hydro Projects in an Indian context: Strategy for Further Development (India)*. Benefits and Concerns About Dam Case Studies. Edsitor Turfan, M., 67 th Annual Meeting of ICOLD, Antalya.
- NAKAMURA, A., I. NAGAYAMA, T. SASAKI and T. IWASHITA. [1996] *Safety of dams during Hyogoken-Nambu Earthquake on January 17 1995, in Japan* 11th WCEE, Acapulco, Mexico.
- PINA, C.A.B. [1999] *Structural analysis for safety control of concrete dams*. Research program (in Portuguese). LNEC, 145 pp.
- PILLAI, V. S., H. D. PLEWES, and R. A. STEWART [1995] *Some aspects of liquefaction assessment of the Duncan Dam*. 3rd Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Louis.
- PORTELA, E.T.A. [1999] *New methodologies to support the safety control of concrete dams. An expert system approach*. Doctoral Thesis (in Portuguese), 392 p.
- PORTUGAL, J. C. [1999] *Physical modeling by centrifuge tests*. Doctoral Thesis (in Portuguese), 274 p.
- POST, G. [1985] *Dams and foundation monitoring*. General Report. Question 56, 15th International Conference on Large Dams. Vol. 1, Lausanne.
- PREVOST, J.H. [1993] *Non-linear dynamic response analysis of soil and soil-structures interacting systems*. Proc. of the Seminar on Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Lisbon, Sêco e Pinto, Editor. Publisher A. Balkema.
- SADIGH, K., C.Y., CHANG, J.A., EGAN, F. MAKDISI, and R.R. YOUNGS [1997] *Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data*. Seis. Res. Lett. 68, n° 1, pp 180-189.
- SALMON, G.M. and D. N. D., HARTFORD [1995a] *Risk analysis for dam safety*. International Water Power & Dam Construction, March, pp.42-47.
- SALMON, G.M. and D. N. D., Hartford [1995b] *Risk analysis for dam safety - part II*. International Water Power & Dam Construction, March, pp.38-39.
- SARGENT, R. C. [1990] *Validation of mathematical models*. Proc. Geoval.-90, Conf. Stockholm.
- SARMA, S.H. [1975] *Seismic stability of earth dams and embankments*. Geotechnique, Vol 25, n° 4, pp. 743-76.
- SARMA, S.H., R. Chowdhury, [1996] *Simulation of pore pressure on earth structures during earthquakes*. 11th WCEE, Acapulco, Mexico.
- SATO, H and Y. OBUCHI, [2000] *A study on earthquake responses of actual rock-fill dams and numerical analyses*. Paper n° 1450. 12 WCEE. Auckland, New Zealand.
- SCHNABEL, P.B., J. LYSMER and H.B. SEED [1972] *2Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report n° UCB/EERC 72-12. University of California, Berkeley.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1991] *Dynamic analysis of embankment dams. New developments* (in Portuguese). Research Program, LNEC, 357 pp.

- SÊCO E PINTO, P.S. [1993] *Dynamic analysis of embankment dams*. Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering Seminar. Edited by Sêco e Pinto. Balkema Publisher. pp. 159-269.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1996a] *Considerations on the geotechnical behavior of structures during earthquakes*. Keynote. Special Session *Lessons learned from recent earthquakes*. 11th WCEE, Acapulco, Mexico.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1996b] *Seismic analysis of concrete faced rockfill*. Session V: *Seismic Design of Earth and Concrete Dams*. International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dam Design - Earth, Concrete and Tailing Dams, Chile. pp. 419 - 428.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1996c] *General Report of Session V: Seismic Design of Earth and Concrete Dams*. International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design Earth, Concrete and Tailing Dams, Chile.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1998] *Instrumentation of embankment dams; the Portuguese experience*. International Conference on Dams and Reservoirs, Mexico, pp 117-132.
- SÊCO E PINTO, P.S. [1999] *Slopes and embankments. General Report*. Proc. of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, Vol. 3, pp. 1059-1068.
- SÊCO E PINTO, P.S. [2000] *Education in Geotechnical Earthquake Engineering. Practice and Needs*. Proc. of the 1st Int. Conference on Geotechnical Engineering Education and Training, Romania. Edited by Iacint Manoliu, Ion Antonescu & Nicoleta Radulescu. Published by A. Balkema, pp. 33-45.
- SÊCO E PINTO, P.S., J.P. BILÉ SERRA, R.J.C. CÂMARA and S.B.M. OLIVEIRA [1992] *Dynamic analysis of Las Cuevas Dam*. Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, pp. 3585-3590.
- SÊCO E PINTO, P.S., L. HARDER, P.C. DAKOULAS, A. CHUGH, and H. WATANABE [1995] *Stability of slopes and earth dams under earthquakes*. General Report - Session VI, Proc. 3rd. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 3, pp. 1263-1272.
- Seed, H.B. [1979] *Considerations of the earthquake - resistant design of earth and rockfill dams*. Geotechnique, Vol. 29, N° 3, pp. 215-263.
- Shalaby, A. [1995] *High Aswan dam and seismicity*. Proc. of the International Symposium on Seismic and Environmental Aspects of Dam Design Earth, Concrete and Tailing Dams, Chile, pp. 507-516.
- SHENOUDA, W. K. [1982] *Quality control and testing methods as exercised in the Aswan High Dam*. 14th International Conference on Large Dams, Rio de Janeiro, Q.55, R. 58, pp. 1047-1065.
- SOMERVILLE, P. G. N. F. SMITH, R. W. GRAVES, and N. A. ABRAHAMSON [1997] *Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity*. Sei. Res. Lett. 68, N° 1, pp. 199-222.
- STOKOE, K.H. II, M. B. DARENDELI, R.D., ANDRUS and L.T., BROWN [1999] *Dynamic soil properties: Laboratory, field and correlation studies*. Theme Lecture. Proc. of 2nd International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, Lisboa. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema, Vol.3, pp. 811-845.
- SRB - Subcommission of Dam Codes [1990a] *Dam Safety Code* (in Portuguese).
- SRB - Subcommission of Dam Codes [1990b] *Dam Inspections and Observation Specifications* (in Portuguese).
- Takahashi, T., K. Mimoto, and T. Hayakawa [1997] *Present state of applications of geophysical methods to characterization of active faults*. Journal of Japan, Society of Engineering, Geology, 38, pp.118-129.
- TAMURA, C., S. KANYO, T. UESAKA, I. NAGAYAMA and Y. WAKIZAKA [2000] *Survey and evaluation of active faults on dam construction in Japan*. Paper n° 2493. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
- TODOROVSKA, M. I. and M. D. TRIFUNAC [1999] *Liquefaction opportunity mapping via seismic wave energy*. J.G.G.E., Vol. 125, n° 12, pp. 1032-1042.
- TOKIMATSU, K., S. KUWAYAMA and S. TAMURA [1991] *Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison with field behavior*. Proceedings 2nd Int. Conf. On Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. And Soil Dynamics, March 11-15, St. Louis, Vol. I, pp. 357-364.
- VELTROP, J. A. [1999] *Environmental impacts of dams and reservoirs*. International Conference on Dams and Reservoirs, Mexico, pp 1-11.
- YOUNG, T. L. and S. D. GILSTRAP [1999] *Liquefaction and deformation of silty and fine-grained soils*. General Report. Proc. of 2nd International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, Lisboa, Vol.3, pp. 1013-1020. Edited by Pedro Sêco e Pinto. Published by A. Balkema.
- WIELAND, M. [1999] *Geotechnical earthquake engineering of the recent Taiwan earthquake*. Personal communication.
- ZABALA, F. and L. OLDECOP [2000] *Seismic analysis of Los Reyunos Dam using the generalized plasticity model*. Paper n° 765. 12th WCEE, Auckland, New Zealand.



Obras do metropolitano na Baixa de Lisboa

Underground works in Baixa de Lisboa

Emanuel Maranha das Neves

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico (IST)
*Full Professor, Department of Civil Engineering,
High Technical Institute (IST)*

AS OBRAS NO SEU CONJUNTO

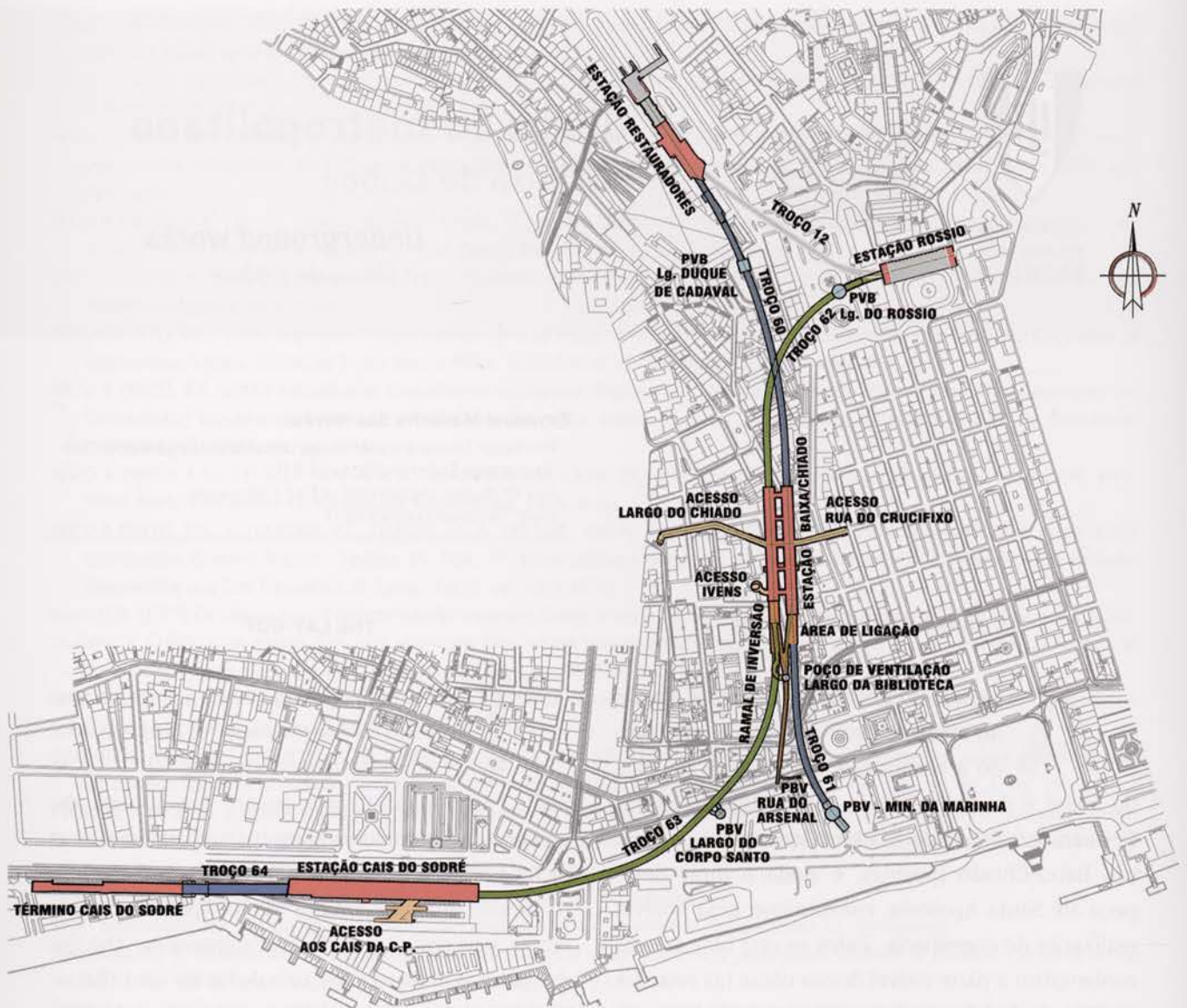
As obras do trecho Cais do Sodré-Rossio do metropolitano de Lisboa, implicando a construção das estações do Cais do Sodré e da Baixa-Chiado (nascente), do trecho Restauradores-poço da Marinha, que incluiu a estação Baixa-Chiado (poente), e ainda o túnel deste poço até Santa Apolónia, constituíram uma notável realização de engenharia. Todos os que hoje em dia contemplam a parte visível dessas obras (as estações do Cais do Sodré e da Baixa-Chiado) estão longe de ter uma ideia do enorme desafio conceptual e técnico que constituiu a realização destes importantíssimos trechos da rede do metropolitano de Lisboa.

Trata-se, na verdade, de obras subterrâneas construídas num subsolo constituído por terrenos (aterros, argilas moles e sobreconsolidadas e areias sobreconsolidadas, por vezes com lentes de calcarenitos) situados frequentemente a pequena profundidade e sempre abaixo do nível freático. Se se acrescentar a estas condições geométricas e geotécnicas tão desfavoráveis o facto de estes túneis e estas estações das linhas do metropolitano de Lisboa se localizarem numa zona da cidade onde predominam

THE LAY-OUT

The underground works in the section "Cais do Sodré-Rossio" of Lisbon metro, integrate the construction of "Cais do Sodré" and "Baixa-Chiado (east)" stations and the section "Restauradores-Marinhã" shaft, that has included the "Baixa-Chiado (west)" station, and also the tunnel from this shaft to "Santa Apolónia". These works are a remarkable piece of engineering. The visible parts of these works ("Cais do Sodré" and "Baixa-Chiado" stations) do not give a simple idea about the great conceptual and technical challenge of these important branches of Lisbon metro.

These underground works have crossed grounds composed by fills, soft overconsolidated clays, overconsolidated sands with calcarenites lenses, located at shallow depths and beneath the phreatic surface. In addition to these geometric and geotechnical unfavourable conditions it is important to stress that in this part of the city several houses and commerce buildings with high historical and architectural value are located. Due to all these conditions these works have involved an exceptional conceptual and technical challenge.



Planta da localização dos túneis, das estações e dos poços de acesso: Largo da Biblioteca Pública, Rossio, Largo do Conde de Cadaval e Ministério da Marinha

Tunnels, stations, access shafts "Biblioteca Pública" square, Rossio, "Conde de Cadaval" square and Navy Ministry plan

a habitação e o comércio, com inúmeras edificações de alto valor histórico e arquitectónico, pode imediatamente compreender-se por que atrás se disse que o desafio conceptual e técnico que envolveu a materialização destas obras foi excepcional.

Mas são também realizações de alcance fora do comum no que à mobilidade urbana dizem respeito, pelo facto de promoverem no Cais do Sodré

These are also important achievements due the urban mobility promoting "Cais do Sodré" interfaces with railway line Lisboa-Cascais, with the fluvial Tagus crossing, with the railway lines through Rossio station, and also a link between the Baixa-Chiado east and west stations and the "Blue" and "Green" lines. It is also important to stress that the tunnel construction between Marinha shaft and

interfaces com a linha de caminho-de-ferro Lisboa-Cascais e com a travessia fluvial do Tejo, a interface com todas as linhas de caminho-de-ferro servidas pela estação do Rossio e uma conexão, através das estações nascente e poente da Baixa-Chiado, entre as linhas Azul e Verde. É ainda de sublinhar que a construção do túnel entre o poço da Marinha e a estação de caminho-de-ferro de Santa Apolónia, com as estações do Terreiro do Paço e de Santa Apolónia, presentemente em construção, vai ainda criar duas conexões adicionais à rede do metropolitano de Lisboa: uma fluvial, no Terreiro do Paço, e outra ferroviária, na estação de Santa Apolónia.

Para ultrapassar todos os problemas levantados à execução destas obras pela geologia e pela geotecnia locais, pela ocupação superficial e pela necessidade de minimizar impactes ambientais, foi necessário recorrer a um conjunto de soluções técnicas que podem considerar-se, mundialmente, do mais sofisticado até então conhecido. São de referir o recurso à tuneladora (EPBS), à técnica de (NATM) (sobretudo para a abertura de duas cavernas paralelas, distanciadas de 7 m, de grande secção, em solos abaixo do nível freático e com reduzido recobrimento), a paredes moldadas, a ancoragens, a micro-estacas, *jet grouting*, injeções de compensação, pré-esforço, à transferência de cargas das fundações de edifícios antigos, ao recalçamento de edificações seculares, a rebaixamentos do nível freático, à manutenção de redes e serviços públicos, etc.

A sequência de execução

A sequência de execução foi a seguinte: poço do Largo da Biblioteca Pública, de acesso à escavação subterrânea das galerias para a estação da Baixa-Chiado; escavação da estação do Cais do Sodré e do poço do Rossio (que serviram também para a entrada e a saída da tuneladora na sua 1.^a viagem, tendo esta atravessado a estação Baixa-Chiado antes de se iniciar a construção desta estação; escavação a céu aberto do troço do término do Cais do Sodré; poço da Marinha, de lançamento da tuneladora para a

Santa Apolónia railway station (“Terreiro do Paço” and “Santa Apolónia” stations are under construction) is going to establish two additional links to Lisbon underground, one fluvial, in “Terreiro do Paço” and other railway in “Santa Apolónia” station.

To overcome all these problems raised by these works due the geologic and geotechnical conditions, shallow occupation, environmental issues, the most sophisticated international techniques were used. The use of a shield (EPBS), the NATM (for the opening of two parallel shallow caves 7m apart, with large section and under phreatic surface), diaphragm walls, anchorages, micropiles, compensation grouting, pre-stressed, load transfer from old buildings, underpinning of old buildings, dewatering of phreatic water, and maintenance of nets and facilities, etc.

Construction phasing

The following construction phase was adopted: “Biblioteca Pública” square shaft to access the underground excavation of galleries for the Baixa-Chiado station; excavation for the Cais do Sodré station and Rossio shaft (for the entrance and exit of the TBM in its first trip), crossing the Baixo-Chiado station, without beginning the construction; open excavation of the section “Cais do Sodré, Marinha shaft, and use of TBM for the tunnel construction to “Restauradores” station; shaft “Duque de Cadaval” square for the exit of TBM, and for entrance in Marinha shaft, for the tunnel construction to Santa Apolónia station; access by “Crucifixo” street and by Chiado to “Baixa-Chiado” station; and special works in the section between “Duque de Cadaval” square shaft, and “Restauradores” station and between Rossio shaft and Rossio station.

Ground materials

The constructions works have crossed the following soil materials:

- Fills – with heterogeneous sandy materials with debris and ceramic fragments (“Cais do

execução do túnel em direcção à estação dos Restauradores; poço do Largo do Duque de Cadaval, para retirar a tuneladora de molde a ser novamente montada no poço da Marinha e escavar o túnel até à estação de Santa Apolónia; acessos pela Rua do Crucifixo e pelo Chiado à estação da Baixa-Chiado, e obras especiais no trecho entre o poço do Largo do Duque de Cadaval e a estação dos Restauradores e entre o poço do Rossio e a estação do Rossio.

Os terrenos

Os solos afectos às obras em questão são fundamentalmente constituídos por:

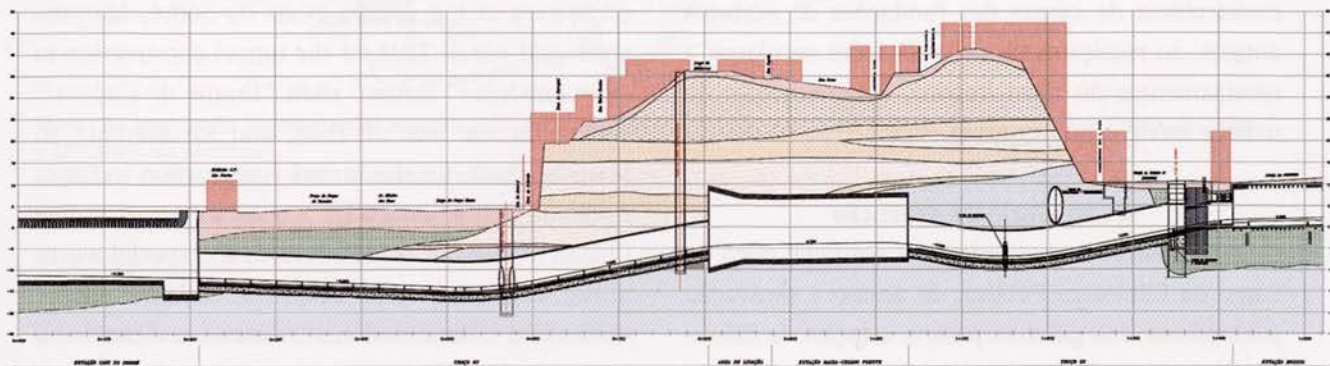
- Aterros – de composição heterogénea, arenosos, com blocos de demolição e fragmentos de cerâmica (estação do Cais do Sodré, com espessura de 3 m a 11 m, e estação da Baixa-Chiado, com 2 m de espessura máxima);
- Aluviões argilosos e lodosos – de baixa consistência, com intercalações de areia fina lodosa (estação do Cais do Sodré) ou, predominantemente, arenosos com passagens lodosas (na zona do Rossio);

Sodré” station, with thickness from 3m to 11m, and “Baixa-Chiado” station with maximum 2m thick);

- Clay and mud alluvial – with soft compacity and sandy mud material (“Cais do Sodré” station) or, namely, sandy with mud intercalations (in Rossio zone);
- “Prazeres” clays – overconsolidated with calcareous intercalations (Miocene marine clays), in “Baixa-Chiado” and “Cais do Sodré” stations, from levels -12m to -23m;
- “Estefânia” sands – overconsolidated sands, with calcarenites layers, in “Baixa-Chiado” station covering the “Prazeres” clays. They exhibits higher heterogeneity than the latter and are also Miocene.

Geotechnical characterization tests

For the definition of an adequate geotechnical model hundreds borehole, in situ tests and laboratory tests were performed. In addition to the classical geotechnical tests, continuous sampling, permeability tests (Lefranc and Lugeon tests), cross-hole tests, pressurometer tests, piezocone tests,



SIMBOLOGIA:

	- ATERRO	} RECENTE		- AREIAS SILTOSAS	} AREIAS DA QUENTA DO DACALBAU MIOCENO
	- ALUVIÃO			- AREIAS ARENOSAS	
				- CALCARENITOS	
				- ARGILAS PLÁSTICAS	} ARGILAS DO PUNHO TIFULU MIOCENO
				- ARGILAS SILTOSAS	
				- ARGILAS SILTOSAS	} ARGILAS DOS PRAZERES MIOCENO
				- ARGILAS SILTOSAS	

Corte, segundo o eixo do túnel Cais do Sodré-Rossio, mostrando as formações geológicas envolvidas
 Profile of axis tunnel “Cais do Sodré-Rossio”, with the geological materials

- Argilas dos Prazeres – sobreconsolidadas, com intercalações calcárias (argilas marinhas do Mioceno), que ocorrem na estação da Baixa-Chiado e na estação do Cais do Sodré, a partir das cotas de -12 m a -23 m;
- Areolas da Estefânia – isto é, areias sobreconsolidadas, com estratos de calcarenitos, que na estação da Baixa-Chiado recobrem as argilas dos Prazeres. Exibem maior heterogeneidade do que estas últimas, sendo igualmente miocénicas.

Ensaios de caracterização geotécnica

Para obter uma informação de natureza geométrica e geotécnica que permitisse o estabelecimento de um modelo geotécnico adequado, foram realizadas centenas de sondagens, ensaios *in situ* e ensaios de laboratório. Para além dos ensaios geotécnicos mais convencionais, há a salientar a utilização de amostrador para amostra contínua, ensaios de permeabilidade (Lefranc e Lugeon), *cross-hole*, ensaios com pressiómetro e piezocone, ensaios de carga com placa no interior das galerias, ensaios com o pressiómetro auto-perfurador (figura 3), etc. No caso deste último ensaio, visou-se, para além da caracterização mecânica, a determinação das tensões *in situ*, um dos parâmetros relevantes para as complexas análises efectuadas para a avaliação do comportamento das obras no que respeita à segurança e à funcionalidade.

Principais características mecânicas e hidráulicas dos terrenos. Um sumário dos valores médios dos principais parâmetros de caracterização mecânica e hidráulica dos terrenos relativos às obras.

Aterros

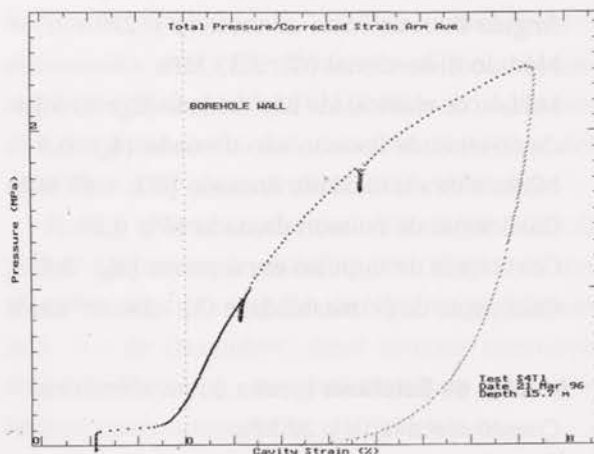
Coesão efectiva (c'): 0 kPa

Ângulo de resistência ao corte (φ'): 30°

Aluviões

Resistência não drenada (c_u): 25 kPa ou, quando $c_u \geq 25$ kPa, $c_u = 0,18 \sigma'_v$

Coesão efectiva (c'): 8 kPa



Resultado de um ensaio com o pressiómetro auto perfurador: areolas da Estefânia, 15,7 m de profundidade e coeficiente de impulso em repouso igual a 0,89

Selboring pressuremeter tests: "Estefânia sands", 15,7m depth and rest coefficient of 0.89

plate load tests inside the galleries and also self boring pressuremeter tests were performed. The latter tests had the purposes to define *in situ* stress, one of the most relevant parameters for the analyses and evaluation of the structures behaviour related to the safety and serviceability.

A summary of the mean values related with mechanical and hydraulic ground parameters is presented in figure 4.

Fills

Effective cohesion (c'): 0 kPa

Friction angle (φ'): 30°

Alluvia materials

Undrained strength (c_u): 25 kPa or when $c_u \geq 25$ kPa, $c_u = 0,18 \sigma'_v$

Effective cohesion (c'): 8 kPa

Friction angle (φ'): 27°

Shear modulus (G): 3,33 MPa

Elasticity undrained modulus (E_w): 10 MPa

Undrained Poisson ratio (δ_w): 0,5

Drained elasticity modulus (E'): 1,85 MPa

Drained Poisson ratio (δ'): 0,25

Ângulo de resistência ao corte (φ'): 27°
 Módulo distorcional (G): 3,33 MPa
 Módulo de elasticidade não drenado (E_u): 10 MPa
 Coeficiente de Poisson não drenado (δ_u): 0,5
 Módulo de elasticidade drenado (E'): 1,85 MPa
 Coeficiente de Poisson drenado (δ'): 0,25
 Coeficiente de impulso em repouso (K_0): 0,55
 Coeficiente de permeabilidade (k): $1,56 \cdot 10^{-4}$ cm/s

Areolas da Estefânia (acima do nível freático)

Coesão efectiva (c'): 20 kPa
 Ângulo de resistência ao corte (φ'): 35°
 Módulo distorcional de areias siltoas (G): 18,5 MPa
 Módulo distorcional dos níveis calcareníticos (G): 40,7 MPa
 Módulo de elasticidade drenado das areias siltoas (E'): 50 MPa
 Módulo de elasticidade drenado dos níveis calcareníticos (E'): 110 MPa
 Coeficiente de Poisson drenado (δ'): 0,35
 Coeficiente de impulso em repouso (K_0): 0,67
 Coeficiente de permeabilidade (k): $3,04 \cdot 10^{-4}$ cm/s

Areolas da Estefânia (abaixo do nível freático)

Coesão efectiva (c'): 18,8 kPa
 Ângulo de resistência ao corte (φ'): 33°
 Módulo distorcional (G): 18,5 kPa
 Módulo de elasticidade drenado (E'): 50 MPa
 Coeficiente de Poisson drenado: (δ'): 0,35
 Coeficiente de impulso em repouso (K_0): 0,67
 Coeficiente de permeabilidade (k): $6 \cdot 10^{-4}$ cm/s

Argilas dos Prazeres

Coesão efectiva (c'): 33,4 kPa
 Ângulo de resistência ao corte (φ'): 35°
 Resistência ao corte não drenada (c_u): 490 kPa
 Módulo distorcional (G): 50 kPa
 Módulo de elasticidade drenado (E'): 125 MPa
 Coeficiente de Poisson (drenado): 0,25
 Coeficiente de impulso em repouso (K_0): 0,67
 Coeficiente de permeabilidade (k): $1,45 \cdot 10^{-4}$ cm/s

Rest coefficient (K_0): 0,55
 Permeability coefficient (k): $1,56 \cdot 10^{-4}$ cm/s

"Estefânia Sands" (above phreatic surface)

Effective cohesion (c'): 20 kPa
 Friction angle (φ'): 35°
 Shear modulus of silty sands (G): 18,5 MPa
 Shear modulus of calcarenites (G): 40,7 MPa
 Elasticity undrained modulus of silty sands (E'): 50 MPa
 Drained elasticity modulus of calcarenites (E'): 110 MPa
 Drained Poisson ratio (δ'): 0,35
 Rest coefficient (K_0): 0,67
 Permeability coefficient (k): $3,04 \cdot 10^{-4}$ cm/s

"Estefânia Sands" (beneath phreatic surface)

Effective cohesion (c'): 18,8 kPa
 Friction angle (φ'): 33°
 Shear modulus (G): 18,5 kPa
 Drained elasticity modulus (E'): 50 MPa
 Drained Poisson ratio: 0,35
 Rest coefficient (K_0): 0,67
 Permeability coefficient (k): $6 \cdot 10^{-4}$ cm/s

"Prazeres" clays

Effective cohesion (c'): 33,4 kPa
 Resistência ao corte não drenada (φ'): 490 kPa
 Friction angle (φ'): 35°
 Shear modulus (G): 50 kPa
 Drained elasticity modulus (E'): 125 MPa
 Drained Poisson ratio: 0,25
 Rest coefficient (K_0): 0,67
 Permeability coefficient (k): $1,45 \cdot 10^{-4}$ cm/s

Instrumentation

The instrumentation system has reached huge scale. Hundreds instruments were installed to measure the displacements (for the ground and structures), water pressures and for the ground (convergences, electronic water levels, bench marks, levelling optical systems, electrolevels, total pressure cells, vertical and

Observação das obras

O sistema de observação das obras atingiu dimensões impressionantes. Foram usadas centenas de dispositivos de modo a medir deslocamentos (no terreno e nas estruturas) e pressões na água e no terreno (convergências, células de nível de água electrónicas, marcas superficiais, sistemas ópticos de nivelamento, electroníveis, células de pressão total, inclinómetros verticais e horizontais, extensómetros múltiplos, piezómetros, etc.). A frequência das leituras dependia da posição do escudo da tuneladora ou, no caso das estações e dos poços, da fase de escavação, sendo frequente mais de uma leitura diária.

Situações houberam, caso da galeria sob as vias férreas na obra do Cais do Sodré (sistema óptico de nivelamento automático) e das injeções de compensação na Praça do Município, na Estações da Baixa-Chiado e na Rua do 1.º de Dezembro (células de nível de água electrónicas), em que as leituras foram efectuadas de forma praticamente contínua, dispondo-se dos resultados em tempo real.

Interação com o projecto na fase construtiva

Como é bem sabido, dada a ordem das dificuldades atrás referidas, houve que pôr em prática uma reavaliação contínua do projecto tendo em linha de conta o comportamento entretanto observado. Com os resultados dessas observações e, eventualmente, novos ensaios, foram sendo efectuados cálculos que progressivamente foram conduzindo a previsões mais fiáveis, as quais, por sua vez, podiam determinar alterações das tecnologias construtivas ou ao projecto. Para que todas estas operações pudessem ser desenvolvidas com êxito, durante a execução existiu sempre um bom, estreito e contínuo relacionamento entre o dono da obra, o projectista e o empreiteiro.

Estação e término do Cais do Sodré

A estação do metropolitano de Lisboa é contígua à estação da CP – Caminhos de Ferro Portugueses – e situa-se muito perto da margem do Tejo, num local à cota de 3,5 m. As principais dificuldades têm a ver

horizontal inclinometers, multiple extensometers, piezometers, etc). The frequency of the measurements were linked to the TBM position, or in the case of stations and shafts, with the excavation phase, and more than daily measurements were performed.

For the galleries under the railways for “Cais do Sodré” (automatic levelling by optical system) and compensation grouting for the “Município” Square and “1.º de Dezembro” street stations (electronic water levels cells), the measurements were performed continuously with real time results.

Design interaction with construction phase

Due several difficulties a continuous re-evaluation of design was performed. With the observed behaviour and eventually new tests, new analysis were performed to reach more reliable predictions that have introduced modifications for the constructive technologies or design. For the success of all these actions a good relationship between the owner, the designer and the contractor was set up.

Station and “Cais do Sodré” terminus

Cais do Sodré station in the neighbouring of the Railway station is located near Tagus river, at level 3,5m. The principal difficulties are related with the maximum excavation depth (18,3m), with the fills above the soft mud alluvial materials that occur until 18m depth and with the occurrence of high phreatic level (+3,5m). In plan the dimensions are 226m long and 26m width.

For a volume excavation of 102 600m³, diaphragm walls 1m thick and 26.1m depth, with a surface of 16 000m² were built. These walls crossed the fills and the mud materials of low compacity, with a penetration of 8m in the Miocene (Prazeres clays), in order to verify the wall stability, the bottom excavation and the seepage control. At a depth between 17 to 19m before the excavation a jet grouting slab with 17 200ml, was built to act as shore during the excavation phase. After the construction of the pre-stressed beams with 24m long and 2.1m

com a grande profundidade a atingir pela escavação (18,3 m), com a existência de aterros sobrepostos a aluviões lodosas muito pouco consistentes que ocorrem até cerca de 18 m de profundidade, e com a ocorrência do nível freático muito perto da superfície (cota de +3,5 m). As dimensões da planta dão uma indicação da grandeza da obra (226 m de comprimento e 26 m de largura).

A escavação (102 600 m³) foi efectuada ao abrigo de paredes moldadas de 1 m de largura (16 000 m²), que atingiram 26,1 m de profundidade. Tais paredes atravessam aterros e aluviões lodosas de muito baixa consistência e penetram cerca de 8 m no Miocénico (argilas dos Prazeres), criando assim condições favoráveis para a estabilidade das cortinas e do fundo da escavação, bem como para o controlo da percolação para o interior da zona escavada. A uma profundidade compreendida entre 17 m e 19 m foi construída, antes da escavação, uma laje de *jet grouting* (17 200 ml), que desempenhou o papel de escora durante a fase de escavação. Esta só teve início após a construção das vigas pré-esforçadas ligadas ao topo das paredes moldadas (24 m de comprimento e 2,1 m de altura), já que estas, para além de formarem a cobertura sobre a qual vieram a construir-se três linhas e três cais da estação do Cais do Sodré (CP), actuaram como escoras das paredes moldadas durante a fase de escavação (*cover and cut*). Na figura 1 pode ver-se um corte transversal da estação. Foram utilizados 2350 m³ de betão em estruturas.

É de referir que esta escavação serviu ainda para o primeiro lançamento da tuneladora em direcção ao poço do Rossio, que foi efectuada a partir da parede do topo nascente, tendo sido necessário construir, expressamente para esse efeito, uma estrutura de reacção. Não menos importante foi a operação de tratamento prévio do terreno com *jet grouting* na zona do emboquilhamento. Não obstante as elevadas pressões hidrostáticas, foi com êxito que se conseguiu uma impermeabilização da ligação do túnel à parede da estação.



Vista da escavação para a construção do término do Cais do Sodré
Excavation view for the construction of "Cais do Sodré" terminus

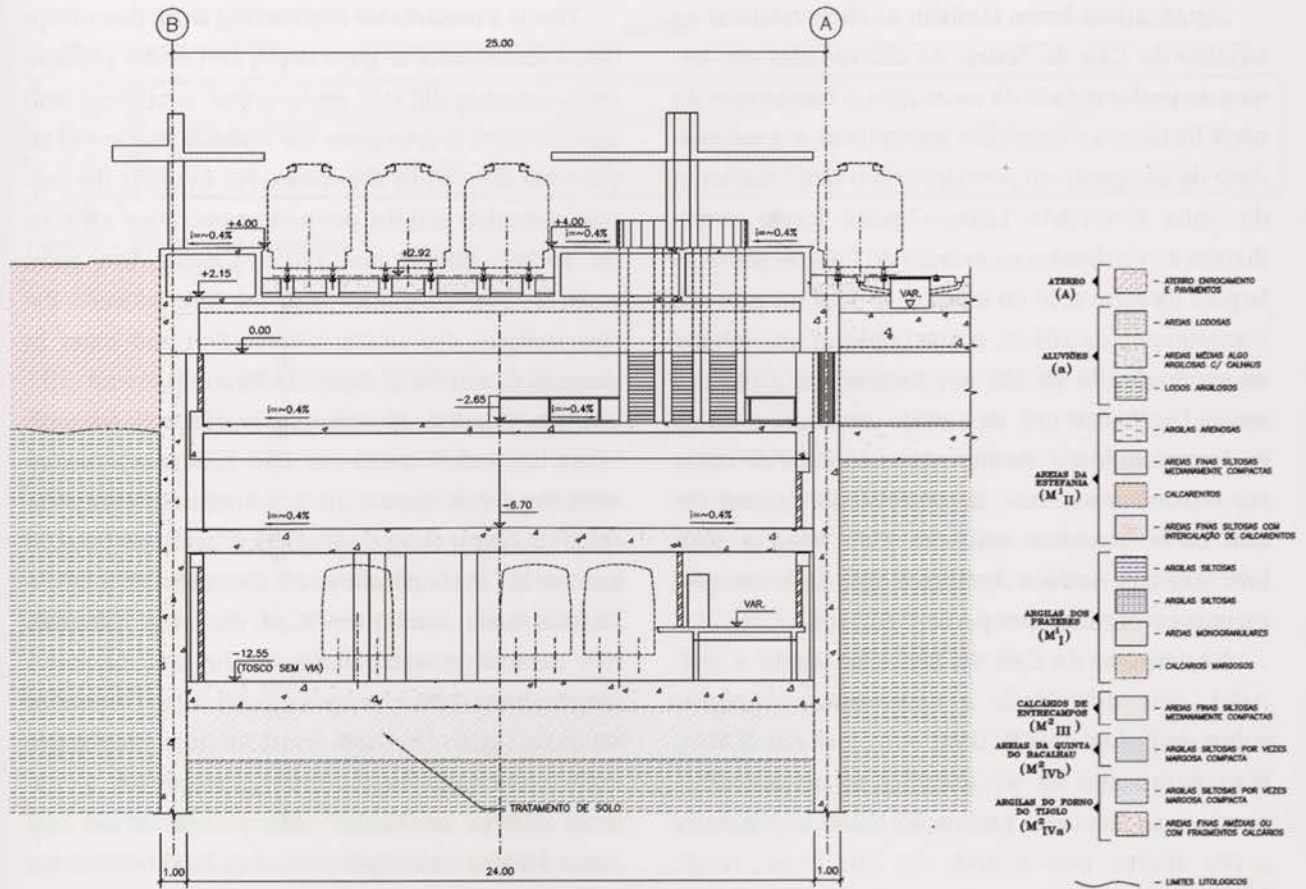


Figura 1 – Corte transversal da estação do Cais do Sodré da CP
 Figure 1 – Principal mechanical and hydraulic characteristics of the ground materials

Esta obra de engenharia é notável pelas excepcionais dimensões, por implicar uma construção a grande profundidade e abaixo do nível freático, por se desenvolver em condições geotécnicas particularmente difíceis e por ter sido necessário, dada a zona da cidade onde se situa, garantir o funcionamento dos inúmeros e importantes serviços potencialmente afectados pela obra. Um dos mais importantes serviços foi o ferroviário (CP), tendo sido asseguradas as condições para manter permanentemente operacional a estação do Cais de Sodré da CP, bem como a linha Lisboa-Cascais. Para ilustrar a natureza destas dificuldades pode ver-se na figura 5 a contiguidade entre as duas estações, uma em construção e outra em serviço permanente.

high connected to the top of the diaphragm walls the excavation has begun. These pre-stressed beams have integrated the cover for the construction of the three lines and three quays of “Cais do Sodré” (CP), and also were used as shores of the diaphragm walls during the construction (cover and cut). A cross-section of the station is shown in figure 1. For the structures a concrete volume of 2350m³ was placed.

This excavation was also important for the entrance of TBM for Rossio shaft, from the east wall. A reaction wall was specially built. Also is important to stress the consolidation of the ground with jet grouting in the portal zones. Nevertheless the high hydrostatic pressures, the impermeabilization of the connection of tunnel with the wall station was done successfully.

Significativas foram também as obras relativas ao término do Cais do Sodré. As dificuldades em termos de profundidade da escavação, a localização do nível freático, as condições geotécnicas e a necessidade de assegurar em permanência o funcionamento da linha ferroviária Lisboa-Cascais foram semelhantes às verificadas na estação do Cais do Sodré. A largura da escavação foi inferior, de 15,4 m, para um comprimento de 204 m, o que implicou um volume de escavação de 48 533 m³. Recorreu-se a paredes moldadas (11 000 m²), de 1 m de espessura e até 25 m de profundidade. Foram usados 2260 m³ de betão em estruturas internas. Recorreu-se ao sistema *cut and cover*, tendo-se utilizado, com vista à estabilização das cortinas durante a fase de escavação, escoras constituídas por perfis metálicos.

No término do Cais do Sodré há ainda a assinalar, pela dificuldade e risco, duas passagens sobre as linhas da CP. Uma em túnel em NATM, com tratamento de *jet grouting* no emboquilhamento e na frente de escavação (2280 ml), e outra a céu aberto, pelo método *cut and cover*, recorrendo a paredes moldadas (1 m de espessura, 26 m de profundidade, com 5100 m²). Foram escavados 28 632 m³ de terreno e utilizados 1600 m³ de betão em estruturas internas. Durante a execução destas passagens sob as linhas de caminho-de-ferro, para além da auscultação de muitas outras medições, é de salientar a observação óptica automática permanente dos deslocamentos das vias-férreas, com aviso, também automático, de ultrapassagem de qualquer dos critérios de alerta.

Túneis de via dupla executados com a tuneladora

O conjunto das condições geológicas e geotécnicas, o tipo de ocupação urbana de Lisboa na zona onde deviam ser construídos os túneis do metropolitano e o comprimento de túneis a executar levaram a que se optasse pela utilização de uma tuneladora. A que veio a ser utilizada, baptizada de Maria Lisboa, foi construída em França (Lille), pela

This is a remarkable engineering work due exceptional dimensions at great depth and under phreatic level, crossing difficult geotechnical conditions and also the need to guarantee the facilities that could be potential affected by the works. For example the railway operation and the permanent operation of "Cais do Sodré" station and Lisboa-Cascais line were ensured. The difficulties with the link between the two stations, one under construction and other in permanent service is shown in figure 5.

Also important were the works related with "Cais do Sodré" terminus. The difficulties related with the depth of excavation, phreatic surface position, the geotechnical conditions and the need to guarantee the operation of the railway Lisboa-Cascais were similar to "Cais do Sodré" station. The excavation width was less, about 15,4m, for a length about 204m, with an excavation volume of 48 533m³. Also 1m thick and 25m deep diaphragm walls were built. For the internal structures a concrete volume of 2260m³ was placed. A cut and cover system was implemented and to stabilize the diaphragm wall during the excavation phase, metallic thrusts were installed.

For Cais do Sodré terminus it is important to point two crossings CP lines, due the difficulties and risk involved. For one 2280m crossing NATM method with jetgrouting in portal and in the excavation face was used, and for other crossing the cut and cover method, with 1m thick and 26m deep diaphragm walls, with a surface of 5100m² were built. About 28 632m³ ground materials volume and a 600m³ concrete volume, for the internal structures, were used. For these crossings is important to stress the use of automatic optical instrumentation for displacements of the rails with automatic alarm for the alert criteria.

Tunnels of double rail built by TBM

Due geological and geotechnical conditions, urban occupation and tunnels length a TBM was used. Maria Lisboa TBM was built in France (Lille),

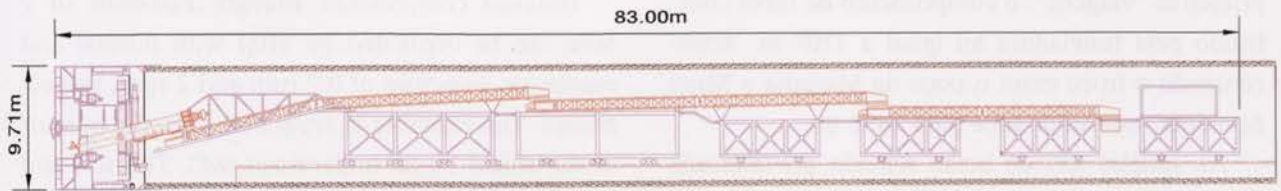


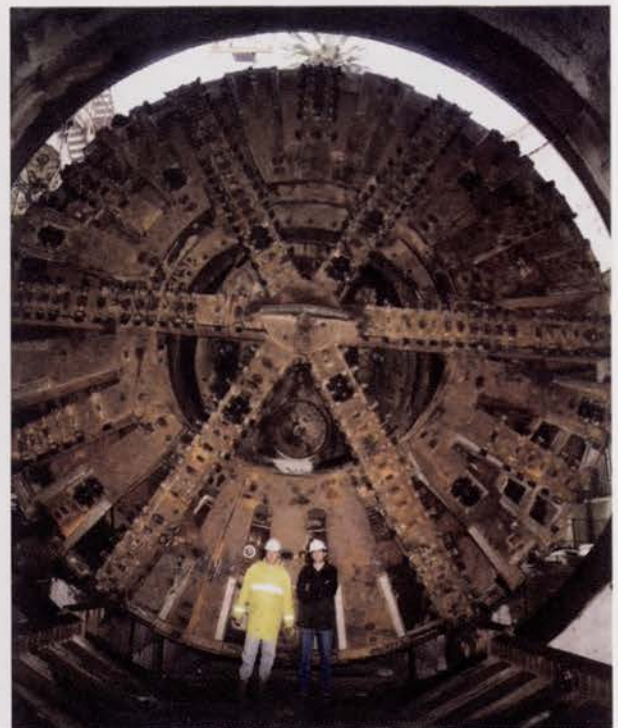
Figura 2 - Esquema da tuneladora
Figure 2 - TBM scheme

FCB/Kawasaki, sendo do tipo EPBS (*Earth Pressure Balance System*). Dispunha de um escudo não articulado, com o diâmetro exterior de 9,710 m e o comprimento de 8,115 m, compatível, portanto, com o raio mínimo de curvatura dos túneis (170 m). O diâmetro da zona escavada foi de 9,748 m, e o diâmetro exterior do revestimento, de 9,520 m, havendo assim, em alinhamentos rectos, uma diferença de 0,114 m entre os raios destas duas superfícies cilíndricas co-axiais. Na figura 2 pode ver-se um esquema da tuneladora (escudo e *back up*). Na frente do escudo, na câmara, opera a ferramenta de corte, com as velocidades normal e máxima de 0,7 rpm e 2 rpm, respectivamente, podendo escavar materiais com resistência à compressão uniaxial de até 7 MPa. Uma parede estanque separa a câmara do interior do escudo e suporta a pressão de terras e hidrostática reinante na referida câmara, sendo o terreno escavado retirado daquele espaço através de um sem-fim e depositado num tapete transportador. A pressão na frente da escavação é controlada através da velocidade da rotação do sem-fim e da força aplicada por um grupo de macacos com reacção na estrutura de revestimento do túnel.

Na cauda, o escudo tem uma junta circular constituída por três anéis formados por escovas metálicas, lateralmente protegidas por placas metálicas, e sistema projectado para resistir a pressões de 700 kPa. A injeção (primária) é efectuada na cauda do escudo, sendo posteriormente realizada uma segunda operação de injeção (secundária) através de pequenos orifícios situados nas aduelas e dotados de válvulas de retenção. Nas suas três

by FCB/Kawasaki, type EPBS (*Earth Pressure Balance System*). TBM has an articulated shield with 9,710m exterior diameter and a length of 8,115m, compatible with a minimum curvature radius (170m). The diameter of the excavated zone was 9,748m, and the exterior lining diameter was 9,520m, with a difference between these alignments of 0,114m related with the radius of these cylindrical co-axial surfaces.

A scheme of the TBM (shield and back up) is shown in figure 2. In front of the shield inside the chamber operates the cutting tool.



Dispositivo de escavação da tuneladora, frente do escudo
Excavation equipment of TBM, shield

primeiras “viagens”, o comprimento de túnel construído pela tuneladora foi igual a 1707 m. Acrescentando o trecho entre o poço da Marinha e Santa Apolónia, este valor sobe para 3432 m.

As aduelas são de betão armado pré-fabricado (B40 BD, A500), com 9,52 m de diâmetro exterior, 0,36 m de espessura e 1,2 m de comprimento. São constituídas por seis segmentos, ligados através de parafusos curvos, e uma chave longitudinal (figura 3). As aduelas são colocadas de forma automatizada por um erector, localizado no *back up*, na proximidade imediata da cauda do escudo. Dispõem de uma junta estanque elastomérica, tendo um tratamento superficial com pintura epoxy. Foram colocadas 20 020 aduelas, correspondentes a 2860 anéis.

Uniaxial compression strength materials of 7 MPa can be excavated by TBM with normal and maximum velocities of 0,7 rpm and 2 rpm, respectively). The chamber is separated from the interior of the shield by an impervious wall. The soil and hydrostatic pressures inside the chamber are supported by the wall. The excavated material is removed by the endless device and placed in a transportation belt. The excavation face pressure is controlled by a rotation speed of an endless device and the strength applied to a group of jacks reacting on the tunnel casing structure.

At the back the shield has a round composed by three rings with metallic shovels, laterally protected by metallic panels and the system was designed to



Vista do back up no início da construção do túnel
Back up view for the initial construction phase of the tunnel

SECÇÃO TIPO DO TUNEL EM CURVA R = 200

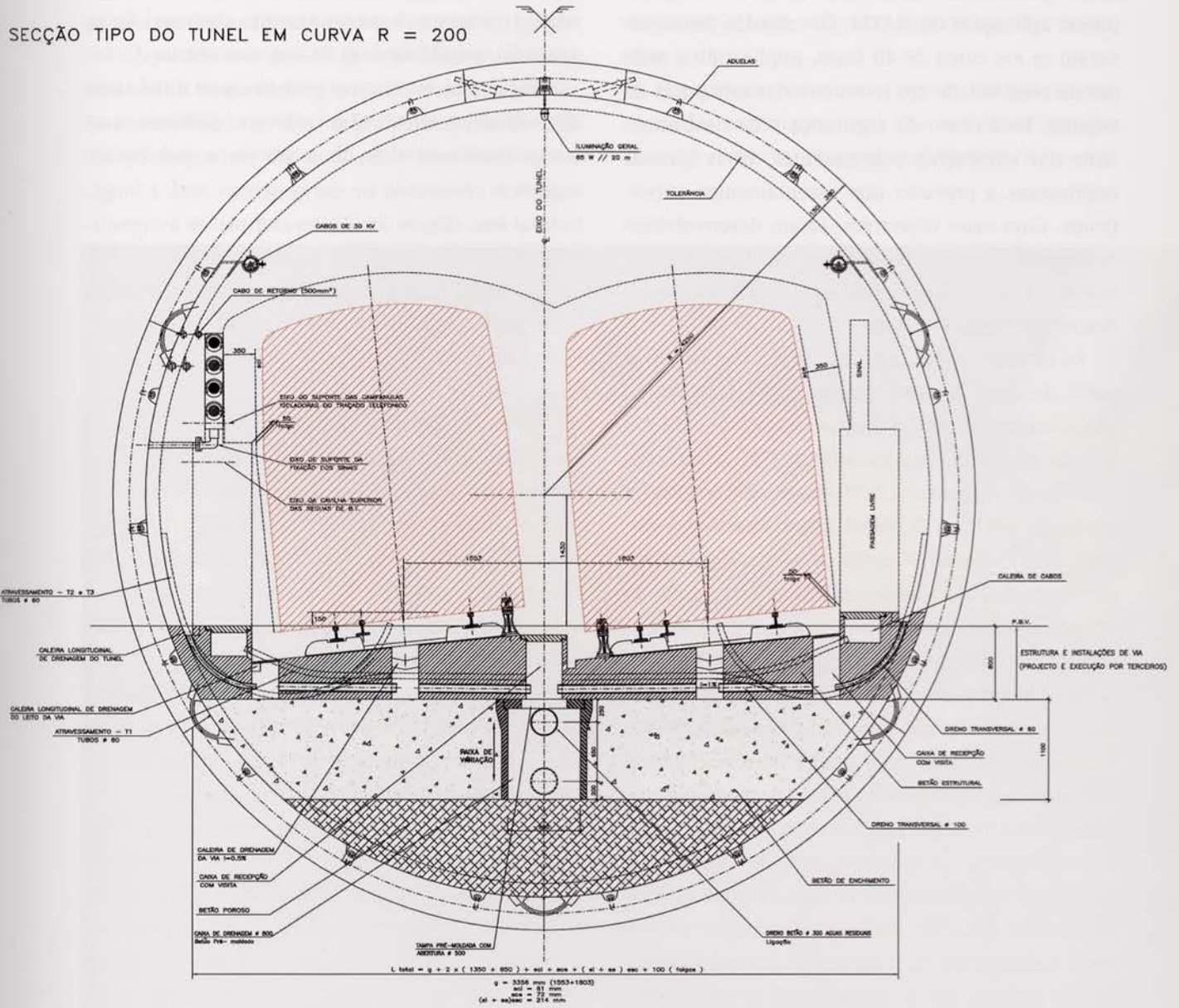


Figura 3 - Secção tipo do túnel
 Figure 3 - Section type of the tunnel

Estações da Baixa-Chiado

As estações da Baixa-Chiado e estruturas anexas (áreas de ligação nascente e poente, ramal de inversão e acessos à Rua do Crucifixo e ao Largo do Chiado) constituem uma das mais ousadas e complexas aplicações do NATM. Os cálculos desenvolveram-se em cerca de 40 fases, implicando a análise da estabilidade dos terrenos e das estruturas de suporte, bem como da segurança e da funcionalidade das edificações sobrejacentes. Estas últimas implicaram a previsão dos assentamentos superficiais. Com estes objectivos, foram desenvolvidos complexos cálculos em termos de tensão-deformação e recorrendo a formulações explícitas baseadas em diferenças finitas.

As estações da Baixa-Chiado foram construídas a partir de duas enormes galerias paralelas com os comprimentos de 181 m (estação nascente) e de 160 m (estação poente), distanciadas de 7 m, ambas com 17,68 m de largura e 225,90 m² de secção. Foram escavadas em solos argilosos sobreconsolidados (argilas dos Prazeres) e solos arenosos, igualmente sobreconsolidados (areolas da Estefânia), exibindo estratos calcareníticos. Esta última formação, que se sobrepõe à das argilas dos Prazeres, constitui o reduzido recobrimento das galerias (25 m a 30 m). Os aterros superficiais não têm praticamente expressão.

Situando-se as galerias abaixo do nível freático, houve que construir previamente, a partir do poço de acesso, para ventilação e drenagem do Largo da Biblioteca Pública, um túnel com cerca de 3,5 m de diâmetro, que se desenvolveu ao nível da base e acompanhando o desenvolvimento das galerias. O objectivo foi o de efectuar-se, a partir dele, um rebaixamento, que permitiu que a escavação das galerias pudessem efectuar-se acima do nível freático. Muito embora se tratasse de um rebaixamento significativo, como as formações miocénicas em causa são acentuadamente sobreconsolidadas, os assentamentos à superfície devidos a esse rebaixamento foram muito reduzidos.

As galerias foram escavadas, em múltiplas fases, pela técnica de NATM. Foram usadas cambotas

support pressures of 700 kPa. The primary grouting are performed by the tail of the shield. The secondary grouting are performed by the holes located in the panel with retention valves. For the three initial trips the TBM has built a tunnel length of 1707m. Adding the section between Marinha shaft and Santa Apolónia, a total value of 3432m was obtained.

The reinforced concrete prefabricated ribs (B40 BD, A500), with 9.52m exterior diameter and 0.36m thick and 1.2m long are composed by six segments connected by curve screws and a longitudinal key. (figure 3). An erector places automatically the ribs in the back up, near the back of the shield. It has an elastomeric impervious joint with a epoxy superficial treatment. 20 Ø20 ribs corresponding to 2860 rings were placed.

Baixa-Chiado stations

Baixa-Chiado stations and annex structures (zones of east and west connections, inverse branch and access to Crucifixo street and Chiado square) are one of the most challenge and complex applications of NATM. The computations have considered 40 phases, with soil stability and retaining walls analyses and buildings safety and serviceability analyses. For these buildings settlements prediction were performed. With these purposes complex stress-strain analyses based in explicit formulations of finite differences were performed.

The Baixa-Chiado stations were built by two parallel large galleries with 181m length (east station) and 160m length (west station), 7m apart, both with 17.68m width and 225.90m² of section. The galleries were excavated in overconsolidated clays (Prazeres clays) and overconsolidated sandy soils ("Estefânia" sands), with calcarenites layers. This last material covering the Prazeres clays is the reduced cover for the galleries (25m to 30m). The superficial fills are meaningless.

From the access shaft for ventilation and drainage of "Biblioteca Pública" Square, a tunnel with 3.5m of diameter to support galleries con-

treliçadas recorrendo-se a um revestimento primário de 0,41 m de espessura em betão projectado por via seca, com avanços de 0,8 m. O revestimento secundário tem a espessura de 0,6 m.

Quando se iniciou o trabalho da escavação da galeria nascente (primeira a ser executada), a tuneladora, no seu trajecto Cais do Sodré-Rossio, já havia passado ao longo da galeria a poente, isto é, já estava materializado o túnel a partir do qual, quando terminasse a abertura da galeria nascente, se

struction was built, due their location beneath the phreatic surface. The purpose was to install a dewatering system to excavate the galleries above the phreatic surface. Nevertheless the execution of a large dewatering, due the occurrence of Miocene overconsolidation soils the superficial settlements were reduced.

The galleries were excavated in several phases, by NATM techniques with the use of stayed ribs and a preliminary lining with 0.41m thick by pro-



Impermeabilização e construção do revestimento secundário na estação nascente da Baixa-Chiado
Impermeabilization and secondary lining construction for the east station of Baixa-Chiado

efectuaria a construção da galeria poente (alargamento a partir do túnel, com óbvia destruição deste). Na sua segunda "viagem", entre os poços da Marinha e do Largo do Duque de Cadaval, a tuneladora encontrou a galeria nascente já aberta, pelo que nesse trajecto foi simplesmente arrastada.

Os valores máximos inicialmente previstos para os assentamentos e distorções devidos à construção da galeria nascente foram de 7,5 cm e de 1:600, respectivamente, valores que não eram indicadores de problemas nas edificações vizinhas. Assim, após a drenagem do maciço, foi iniciada a escavação da galeria, tendo-se recorrido apenas a injecções pontuais nas zonas em que se verificaram maiores deslocamentos.

No final da 1.^a fase dos trabalhos nesta galeria e da passagem da tuneladora na estação poente, verificou-se, pela medição das convergências, que as acções transmitidas ao revestimento estavam de acordo com o previsto e que os assentamentos à superfície eram compatíveis com os máximos previstos. No entanto, as curvas de assentamentos revelaram-se menos abertas, o que agravava os assentamentos diferenciais. Tendo em conta que ainda tinha de proceder-se à escavação da outra galeria, houve que introduzir modificações sensíveis para minimizar os assentamentos totais e diferenciais. Deste modo, foi decidido:

- na galeria poente, e tendo em conta a existência prévia do túnel construído pela tuneladora, executar o maior número de fases possível (possibilitando assim não só um menor intervalo de tempo entre escavação e estabilização mas também a diminuição de instabilidades localizadas);
- garantir uma distância não inferior a dois diâmetros entre as frentes de escavação das diferentes fases;
- efectuar um controlo apertado da sobre-escavação;
- a protecção da abóbada da escavação com colunas de *jet grouting*;
- proceder ao escoramento interno do túnel da galeria poente;

jected dry concrete in steps of 0.8m. The second lining is 0.6m thick.

When the excavation for the east gallery (first to be executed) has begun the TBM in his course for "Cais do Sodré-Rossio" has already crossed the west gallery, i.e. the geometry of the tunnel was defined. Only after the construction of the east gallery, the construction of the west gallery has begun (with the demolishing of the tunnel). In his second way to the shafts of "Marinha and Duque de Cadaval" square, as the east gallery was already constructed, the TBM was pushed.

The maximum predicted values for settlements and shear strains for the east gallery were 7.5cm and 1:600, respectively; with no consequences for the neighbouring buildings. After the massif drainage, the gallery excavation has begun, and grouting was used only in some zones where high displacements were recorded.

At the end of the 1st phase of works in this gallery and after the crossing the TBM for the west station, the observed values of convergences have indicated that the transmitted actions to the lining were compatible with the predicted values. Due the shape of the curves pointing high differential settlements values and the need to excavate the other gallery, modifications were introduced to minimize the total and differential settlements. The following actions were taken:

- for the west gallery, due the existing of the tunnel, an increase of the number of construction steps, to decrease the time between the excavation and the stabilization and to decrease the local instabilities;
- to assure a distance not less two diameters between the excavation faces of different phases;
- control of overexcavation;
- protection of the excavation vault with jet grouting columns;
- the use of stays inside the tunnel of the west gallery;
- to improve the mechanical characteristics of the

- melhorar, através de tratamento com *jet grouting*, as características mecânicas da zona de terreno situada entre as duas estações;
- efectuar injeções de compensação, actuando na zona do maciço situada entre as galerias e a superfície do terreno.

Pelo carácter inovatório e pelo papel decisivo no controlo dos assentamentos à superfície, faz-se uma referência especial às injeções de compensação. Este termo designa um tratamento por injeção de calda do terreno situado entre um túnel ou qualquer outro tipo de escavação e as fundações de edifícios. Para injeção da calda, recorre-se a um numeroso conjunto de furos horizontais equipados com *manchettes*, com reduzido espaçamento entre elas, normalmente instalados a partir de poços. No caso presente usaram-se três poços, e os furos cobriram uma área de aproximadamente 15 000 m² (figura 4). Os módulos de injeção foram totalmente computadorizados, existindo ainda um sistema automático de observação, com mais de 80 pontos de medição, o qual foi mantido operacional durante 18 meses. O terreno tratado (correspondente às areolas da Estefânia) situava-se sob as fundações dos edifícios e sobre as galerias.

De acordo com esta tecnologia, a aplicação de injeções de compensação implicou um pré-tratamento para o ajustamento do terreno a tratar, o qual provocou um levantamento dos edifícios da ordem de 1 mm. Em algumas áreas os assentamentos foram reduzidos a 20 % do esperado, mas na maior parte das zonas tratadas foi praticamente possível manter as cotas iniciais do terreno (antes do alargamento da galeria poente).

Como pode ver-se, o assentamento compensado na zona em causa foi de aproximadamente 7 cm.

Na figura 6 apresenta-se um esquema das fases de escavação nas estações nascente e poente.

ground located between the two stations with jet grouting;

- the use of compensation grouting for the zone of massif between the two galleries and the ground surface.

As innovative technique the compensation grouting have played an important role for the settlements control. Compensation grouting is related with the ground treatment between the tunnel, or other excavation and the building foundations. For the grouting horizontal holes with manchette tubes were used. These tubes, with reduced space between them, were introduced from the shafts. In the present case three shafts were used covering an area of 15 000m², approximately (figure 4). An automatic instrumentation system, with more then 80 points, operating for 18 months, was used to computerize the compensation grouting

The improved ground (related with "Estefânia" sands) was located between the buildings foundation and the galleries.

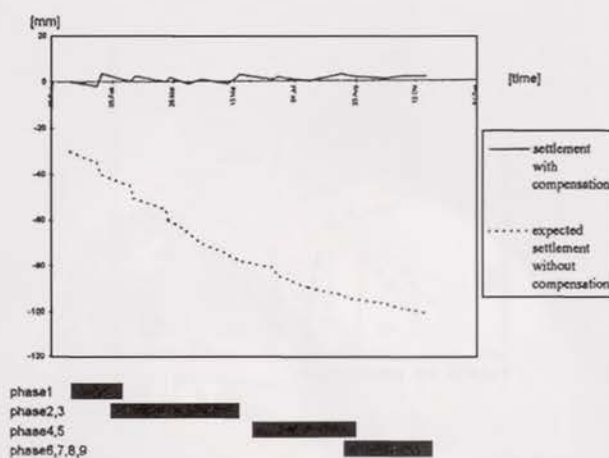
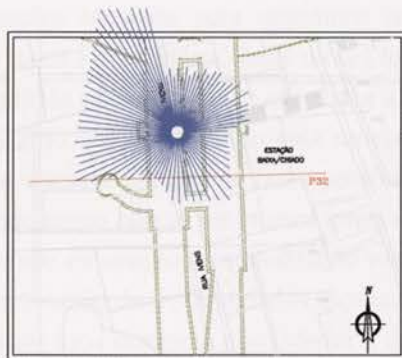
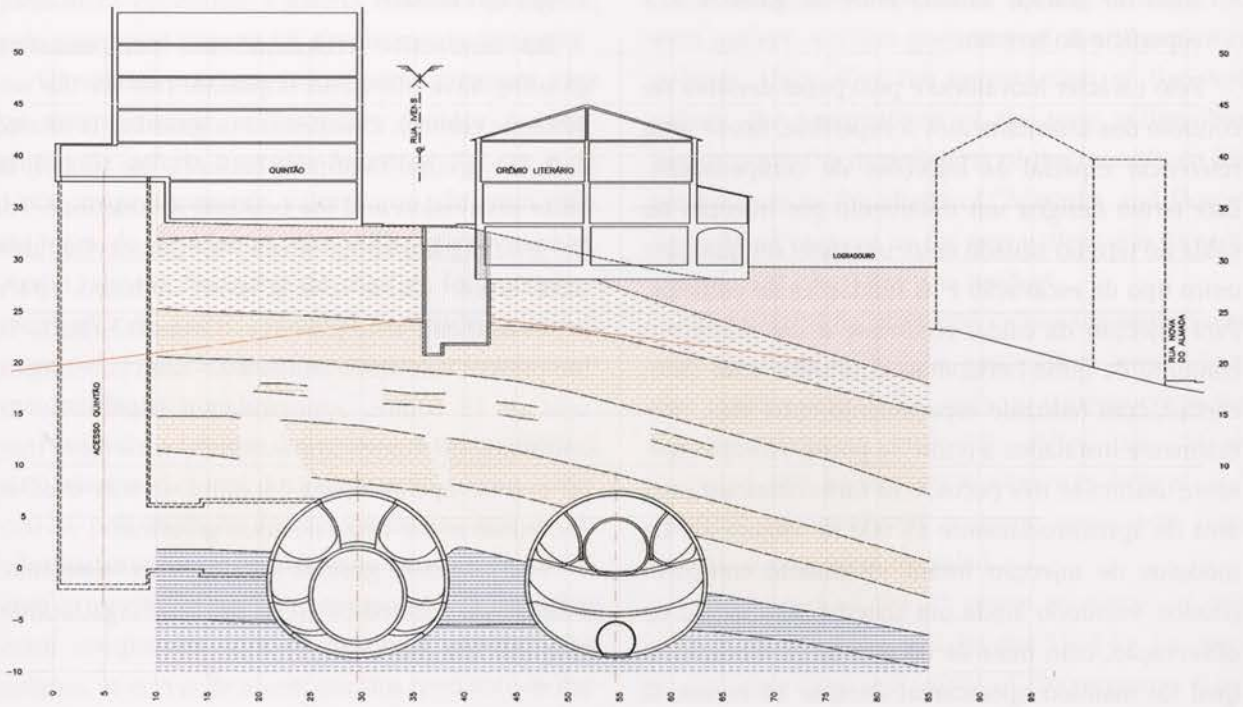


Figura 5 – Pequenos incrementos na injeção de compensação e sua relação com as fases de escavação da estação a poente representadas na figura 6

Figure 5 – Low increments of compensation grouting and its connection with the excavation phases of the west station shown in figure 6



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

LEGENDA

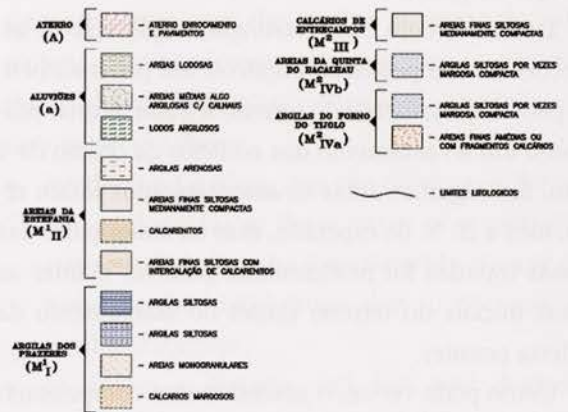


Figura 4 - Corte da zona da estação da Baixa-Chiado tratada com injeções de compensação. Localização em planta e corte de um dos poços para efectuar a injeção
 Figure 4 - Profile of Baixa-Chiado station treated with compensation grouting. Plan and profile of a shaft for grouting

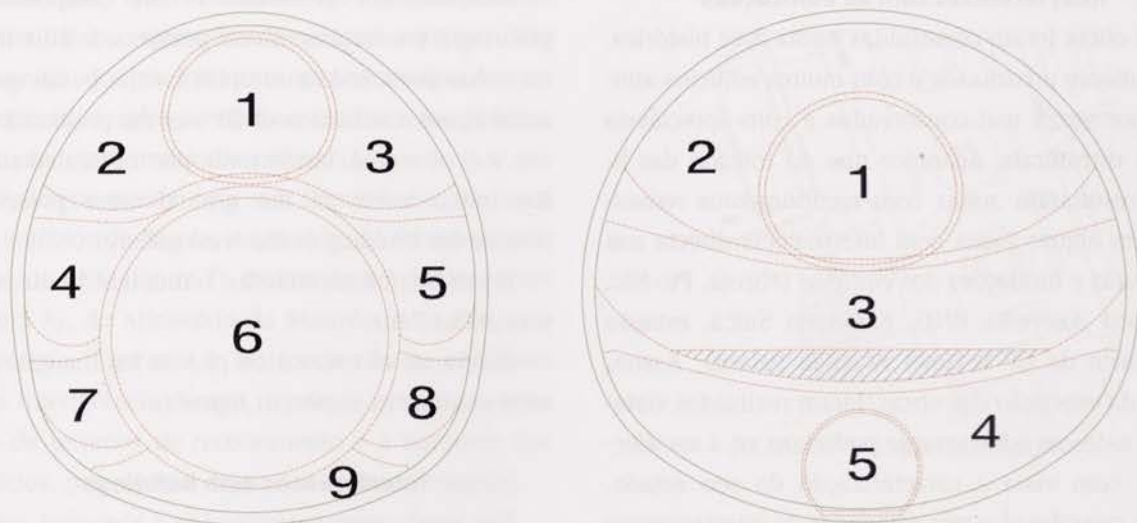


Figura 6 – Fases de escavação para a construção da estação nascente e poente

Figure 6 – Excavation phases for the construction of east and west stations



Vista dos trabalhos de escavação nas secções 1, 2 e 3 da estação poente

View for the excavation works in section 1, 2 and 3 for the west station

Interferências com as edificações

As obras foram construídas numa área histórica, densamente urbanizada e com muitos edifícios antigos, por vezes mal conservados e com apreciáveis danos estruturais. Acontece que do traçado das linhas resultaram zonas com recobrimentos reduzidos, em alguns casos com interferência directa nas estruturas e fundações dos edifícios (Nicola, Pic-Nic, Farmácia Azevedo, BNU, pastelaria Suíça, estação do Rossio da CP e Hotel Avenida Palace). Assim, antes da execução das obras, foram realizadas vistorias a todos os edifícios que poderiam vir a ser afectados, com vista à caracterização do seu estado. Foram consideradas três categorias de interferências: a devida à acção da tuneladora; a resultante da construção da estação da Baixa-Chiado e a provocada pelo efeito directo nas fundações dos edifícios.

No caso da tuneladora, a análise das deformações superficiais baseou-se nas perdas de solo (relação entre o volume perdido em torno do túnel e o volume total de túnel escavado) estimadas no projecto (1 % em escavação rectilínea e 2 % em curva). A correspondente avaliação dos danos nas edificações

Following the procedure of the compensation grouting a pre-treatment was performed. This treatment has provoked 1mm uplift for the buildings. In some zones a reduction of 20% of the predicted values was observed, but in main part of treated zones the initial levels of the ground were preserved (before the building of the west gallery)

It can be noticed that the settlement in the zone was about 7cm.

A scheme of excavation phases for the east and west stations is shown in figure 6.

Interferences with buildings

The works were performed in a historical, urban area with old buildings, some of them in poor state of conservation exhibiting significant structural damages. Due the tunnel alignment the covers were reduced with direct interference with the structures and building foundations (Nicola, Pic-Nic, Azevedo Chemistry, BNU, Suíça pastry, CP Rossio station and Hotel Avenue Palace). Before the works several inspections were performed to the potential critical buildings for their characterization. Three categories were considered due the TBM action, due the construction of Baixa-Chiado station and the direct influence on the buildings foundations.

For the TBM the strains analyses were based in the loss of soil (ratio between the lost volume and the total excavated volume) estimated in the design (1% for the line excavation and 2% in curve). The evaluation of buildings damages was light (only due static nature). In cases where moderate or severe damages were predicted several inspections were performed and countermeasures were implemented.

Due their importance these were the cases of "Nicola", "Pic-Nic", "Azevedo" chemistry, BNU (figure 7) buildings, and also 1.º de Dezembro street (figure 8), "Município" square and Navy Ministry.

It is important to refer for the situation of Carmo Convent, where, in spite the negligible predicted displacements, foundation reinforcement was per-

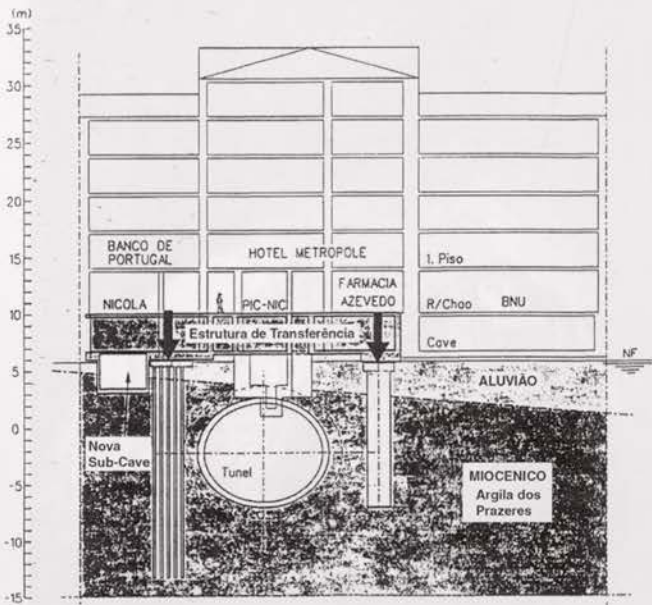


Figura 7 – Corte mostrando a localização do túnel relativamente às fundações dos prédios

Figure 7 – Section with the implantation of the tunnel in relation with the buildings foundations

indicou que eram normalmente ligeiras (dando apenas lugar a reparações de natureza estética). Nos casos em que se previram danos moderados ou superiores, decidiu-se efectuar intervenções prévias, as quais foram muito diversificadas.

Podemos referir, pela sua importância, os casos dos edifícios do Nicola, do Pic-Nic, da Farmácia Azevedo, do BNU (figura 7), da Rua do 1.º de Dezembro (figura 8), do Ministério da Marinha e da Praça do Município (figuras 9 e 10) (onde não se verificava uma interferência directa, tendo-se optado, face ao tipo de terrenos de recobrimento e à natureza dos edifícios, por efectuar injeções de compensação).



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

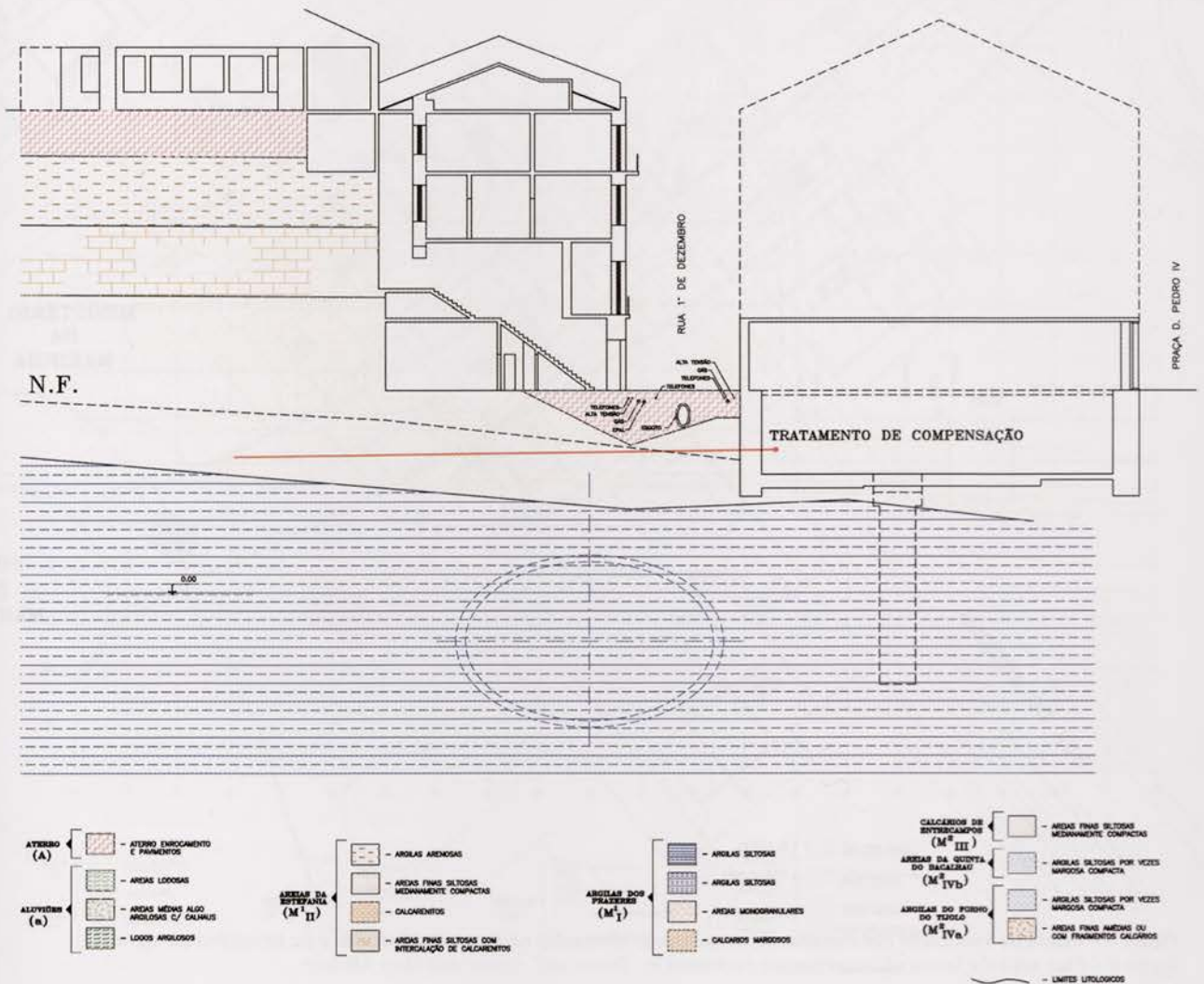


Figura 8 – Corte e planta localizando as injeções de compensação nos prédios da Rua do 1.º de Dezembro
 Figure 8 – Section and plan with the layout of compensation grouting for the buildings located at "1.º de Dezembro" street



Figura 9 - Planta de localização das injeções de compensação efectuadas na Praça do Município e no Ministério da Marinha
Figure 9 - Plan with the layout of compensation performed in "Município" square and Navy Ministry



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

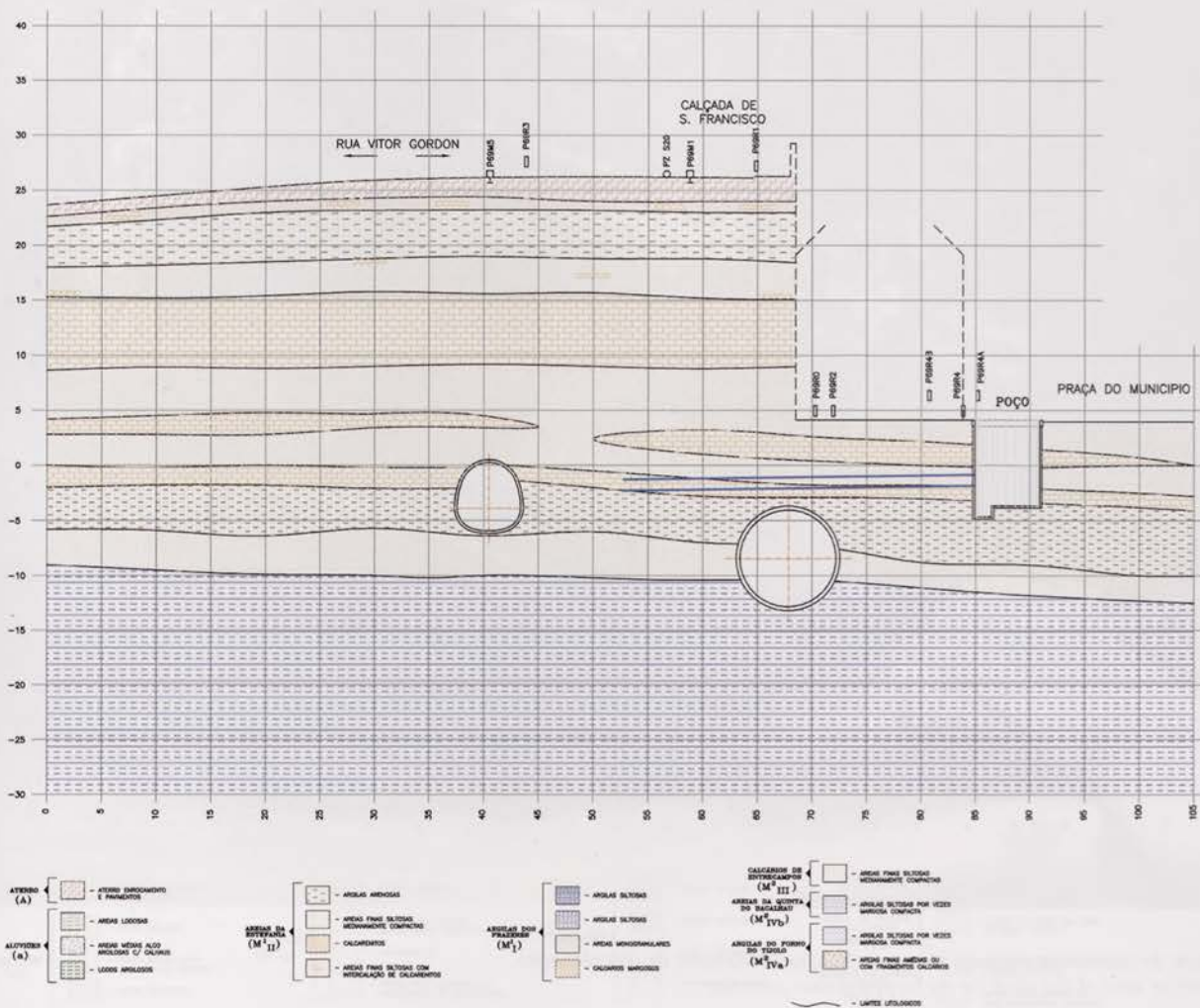
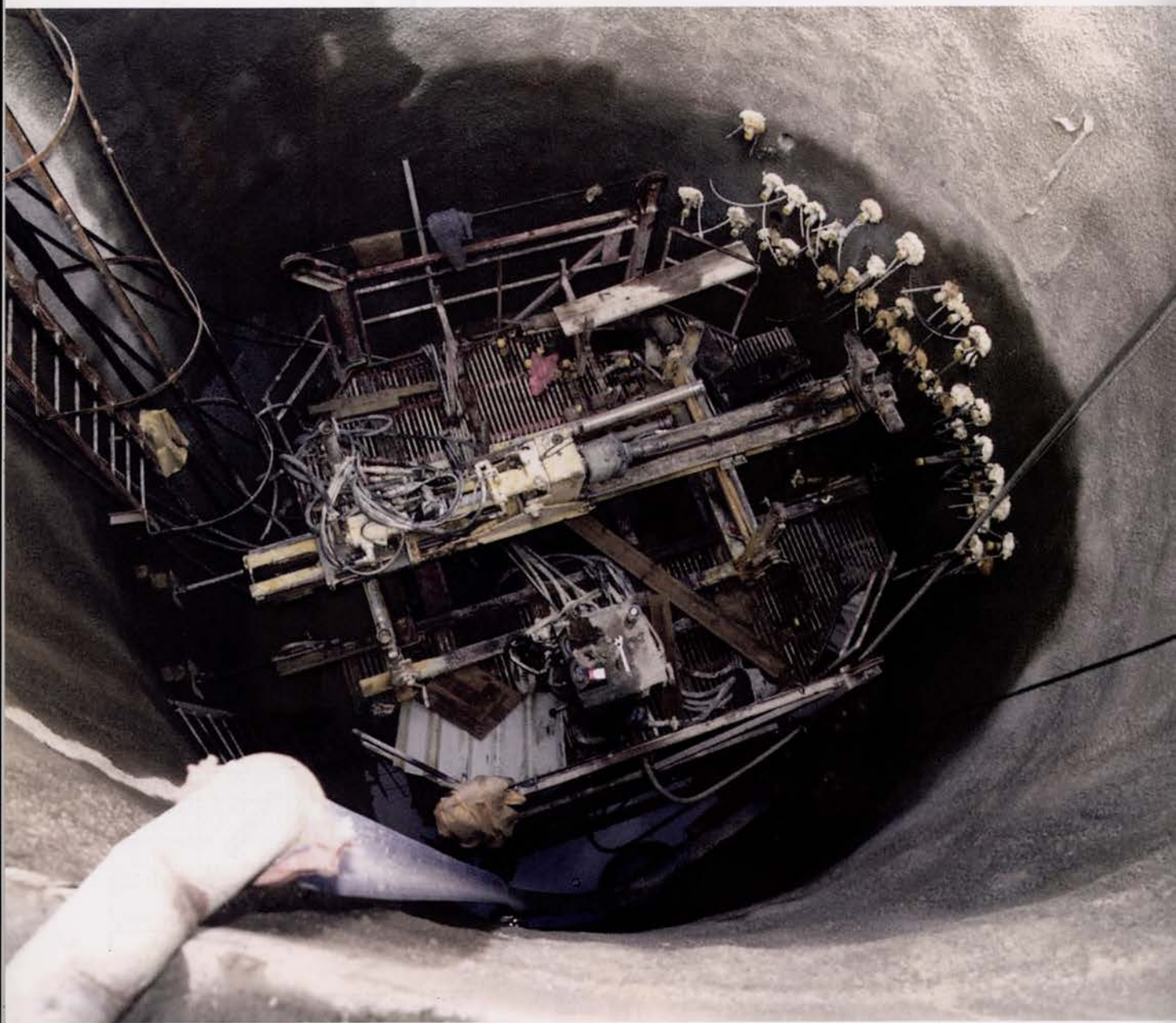


Figura 10 – Corte com localização das injecções de compensação sob os edifícios da Praça do Município
 Figure 10 – Section with the layout of compensation grouting for the buildings of “Município” Square

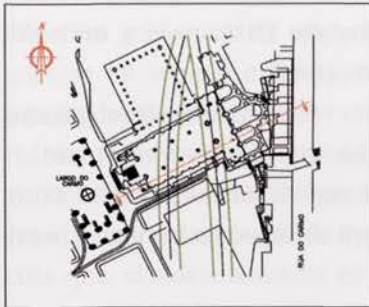


Vista do interior de um poço para a realização de injeções de compensação
Interior view of the shaft for the compensation grouting

Há ainda a referir o caso do Convento do Carmo, onde, não obstante os danos previsíveis terem sido considerados desprezáveis, se efectuou um reforço das fundações com micro-estacas face a evidências de instabilidade na colina do Carmo (figura 11).

formed with micropiles, due the instability of Carmo hill (figure 11).

In the “Cais do Sodré” station the first TBM advance related with difficult grounds, (i.e. after the crossing of the improved portal zone) was



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
06.11.1998

CONVENTO DO CARMO
CORTE 2-2

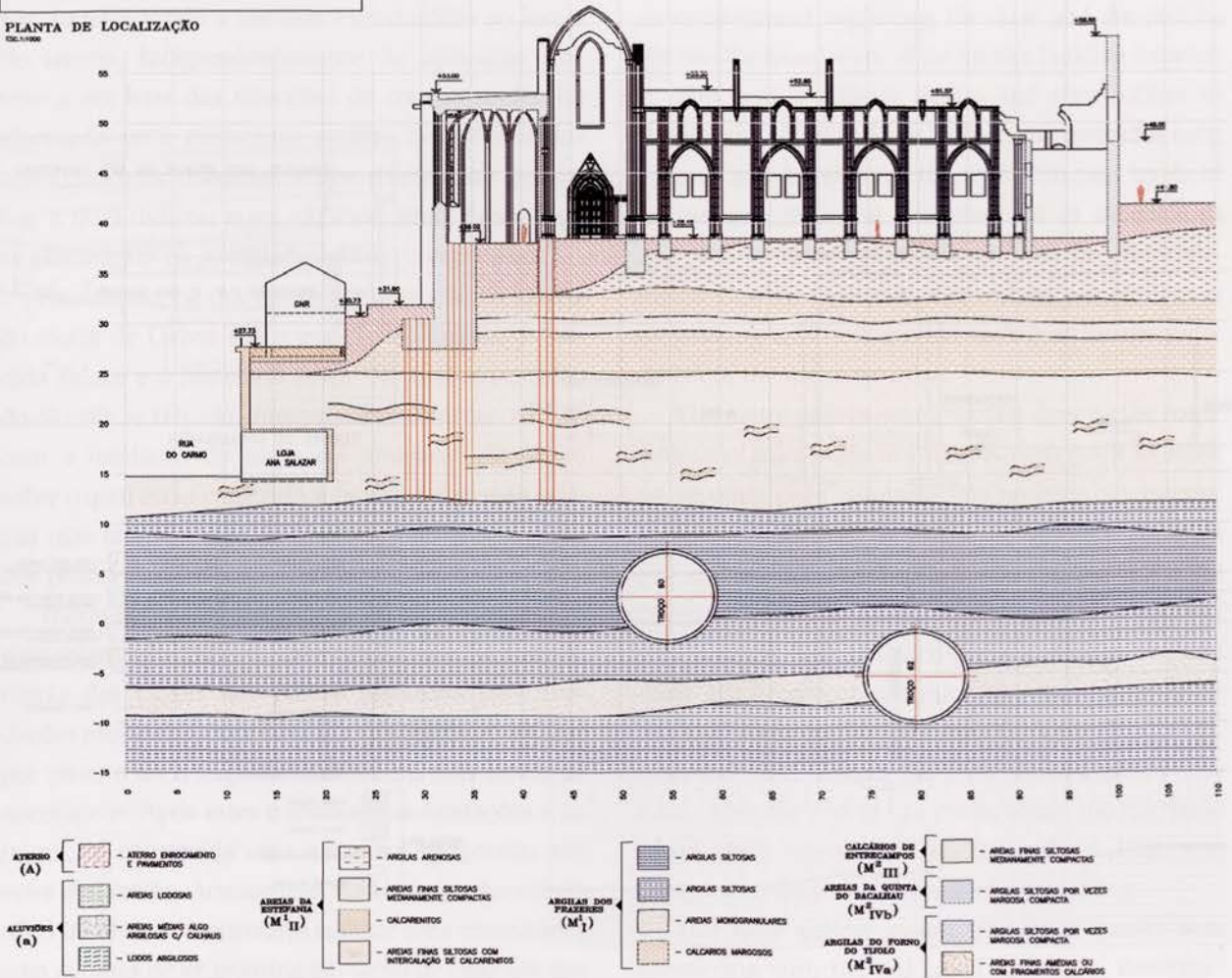


Figura 11 - Recalçamento das fundações do Convento do Carmo
Figure 11 - Underpinning “Carmo Convent” foundations

Finalmente, na estação do Cais do Sodré, os primeiros avanços da tuneladora em terreno natural muito adverso (isto é, após a passagem pela zona tratada da emboquilhamento) situavam-se sob o edifício da estação da CP. Admitida uma perda de solo de 3 %, previram-se assentamentos máximos de 10 cm, donde resultariam graves danos no edifício em causa.

Efectuou-se, assim, antes da passagem do escudo, um tratamento do terreno com *jet grouting* em redor do túnel (figura 12). Durante o tratamento, o edifício da estação exibiu assentamentos e levantamentos, que não ultrapassaram 2 cm. Mas durante e após a passagem da tuneladora não se observaram quaisquer danos na edificação.

located under the building of CP station. Considering a soil loss of 3 %, the maximum predicted settlements of 10cm, would provoke severe damages in the building.

Before the TBM crossing a ground improvement with jet grouting around the tunnel was performed (figure 12). During the treatment the building station has exhibited settlements and uplift lower then 2cm. During and after the TBM crossing no building damages were observed.

Excluding the cases where compensation grouting was performed (the procedures were already described for the galleries of “Baixa-Chiado” station), the displacements were observed each 6 hours, to cal-

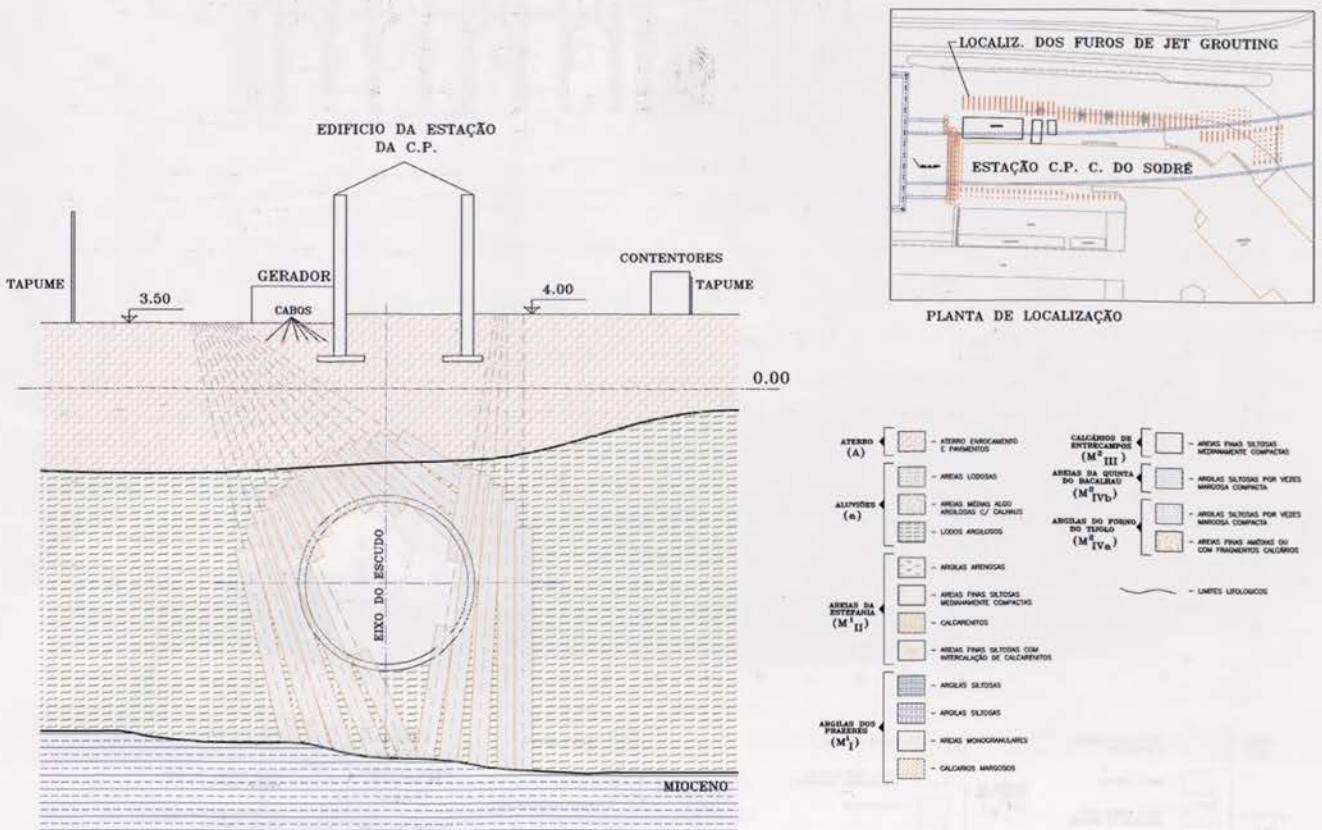


Figura 12 – Esquema do uso de jet grouting para tratamento do terreno sob o edifício da estação de caminho-de-ferro do Cais do Sodré
 Figure 12 – Jet grouting scheme for the ground treatment under the building of “Cais do Sodré” railway station

Excluindo os casos em que se efectuaram injeções de compensação, cujos procedimentos já foram descritos a propósito da escavação das galerias da estação da Baixa-Chiado, os resultados dos deslocamentos foram obtidos a cada seis horas para analisar a sua evolução e adequação ao modelo teórico. Este procedimento foi indispensável para determinar o valor da pressão a utilizar na frente do escudo e nas injeções a efectuar na respectiva cauda. Esta frequência foi sempre mantida até se obter a estabilização dos deslocamentos.

No que respeita às interferências das estações Baixa-Chiado com as edificações, verificou-se que estas se encontravam mais fragilizadas por alterações que, clandestinamente na maior parte dos casos, tinham vindo a ser-lhes introduzidas ao longo do tempo. Independentemente da aplicação que veio a ser feita das injeções de compensação, foi efectuada uma minuciosa análise dos efeitos dos assentamentos máximos e dos diferenciais previstos, a qual indicou nove edifícios, onde desde logo se efectuaram os adequados reforços estruturais.

Finalmente, há que referir a construção da galeria do metro de Lisboa sob a estação do Rossio, o Avenida Palace e a pastelaria Suíça. No caso da estação do Rossio, o traçado interferia directamente não só com a fundação do muro de contenção do aterro sobre o qual estão construídos os cais e a gare da estação mas também com as fundações do alinhamento dos pilares interiores do edifício

Tratou-se de um projecto e de uma construção particularmente difíceis, que consistiram na transferência das cargas dos pilares afectados para fundações profundas, com base em quatro micro-estacas por pilar, e no reforço do muro, com dois níveis de ancoragens. Após estes trabalhos nas fundações e do muro, foi construída uma estrutura em pórtico sob estes elementos. Acresce que, dada a cota elevada do nível freático, foi necessário realizar uma ensecadeira com colunas de *jet grouting* em torno de cada um dos tubulões que constituíram a fundação da referida estrutura em pórtico.

ibrate the theoretical model. This procedure is important to define the shield front pressure and the tail grouting. This frequency was maintained until the stabilization of the displacements.

Related with the interferences between "Baixa-Chiado" stations and the buildings, the situation of the latter was worst due the modifications introduced clandestinely in the great majority of cases. A detailed analysis of predicted maximum and differential settlements was performed, and nine buildings were identified where structural reinforcement was performed.

Lastly it is important to refer the construction of underground gallery under Rossio station, Palace Avenue and Suisse pastry. Related with Rossio station there was a direct interference with the retaining wall of an embankment supporting the quay and the station, but also the foundations of the interior building columns

This was a difficult design and construction to transfer the columns loads to four micropiles for each column and to reinforce the wall with two levels of anchorages. After the reinforcement of foundations and wall a frame structure was built on these elements. Due the high phreathic surface, a cofferdam in jet grouting was built around each pier, for the foundation of the frame structure.

The metro gallery was affecting directly the foundations of main walls of Palace Avenue hotel founded on wooden piles. To solve this problem an exterior cofferdam was built from the jet grouting columns and micro piles and a trench was excavated for the construction of the gallery. The temporary support of the building was obtained by the structural main walls reinforcement and micropiles have transferred the load walls to the Miocene clay layer (figure 14). After this load transfer the underground gallery was built. After the end of this construction the micropile loads were transferred to the gallery that was designed to support the stress of the building.

The new gallery under the Suíça pastry was interfering with the old one (figure 15), nevertheless was coincident with the principal east façade. For the construction of the new gallery there was a



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

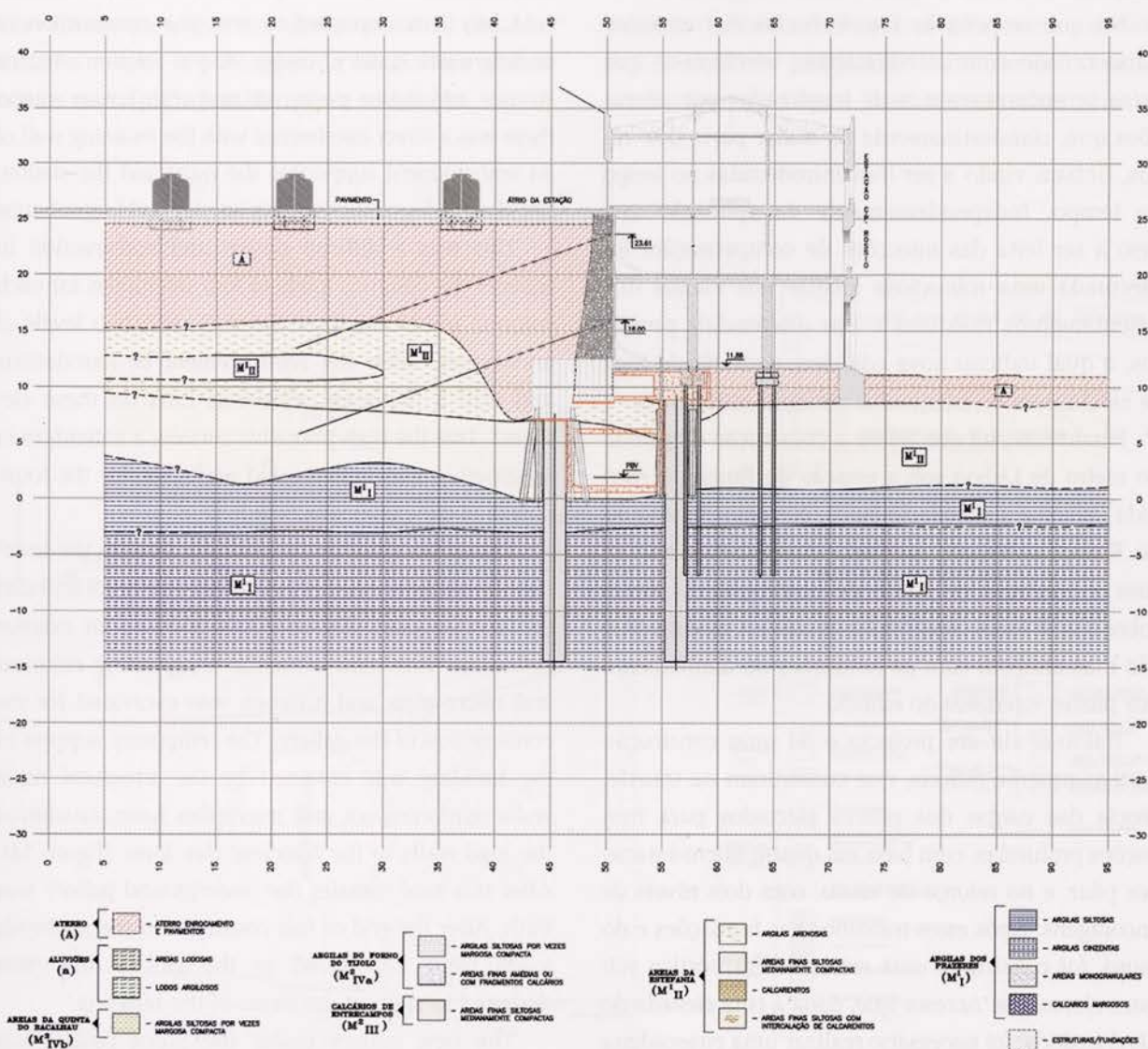


Figura 13 - Corte normal da fachada da estação do Rossio mostrando a localização da galeria do metro de Lisboa e o esquema das soluções estruturais adoptadas

Figure 13 - Cross section of the Rossio station showing the gallery of Lisbon underground and the structural adopted solutions

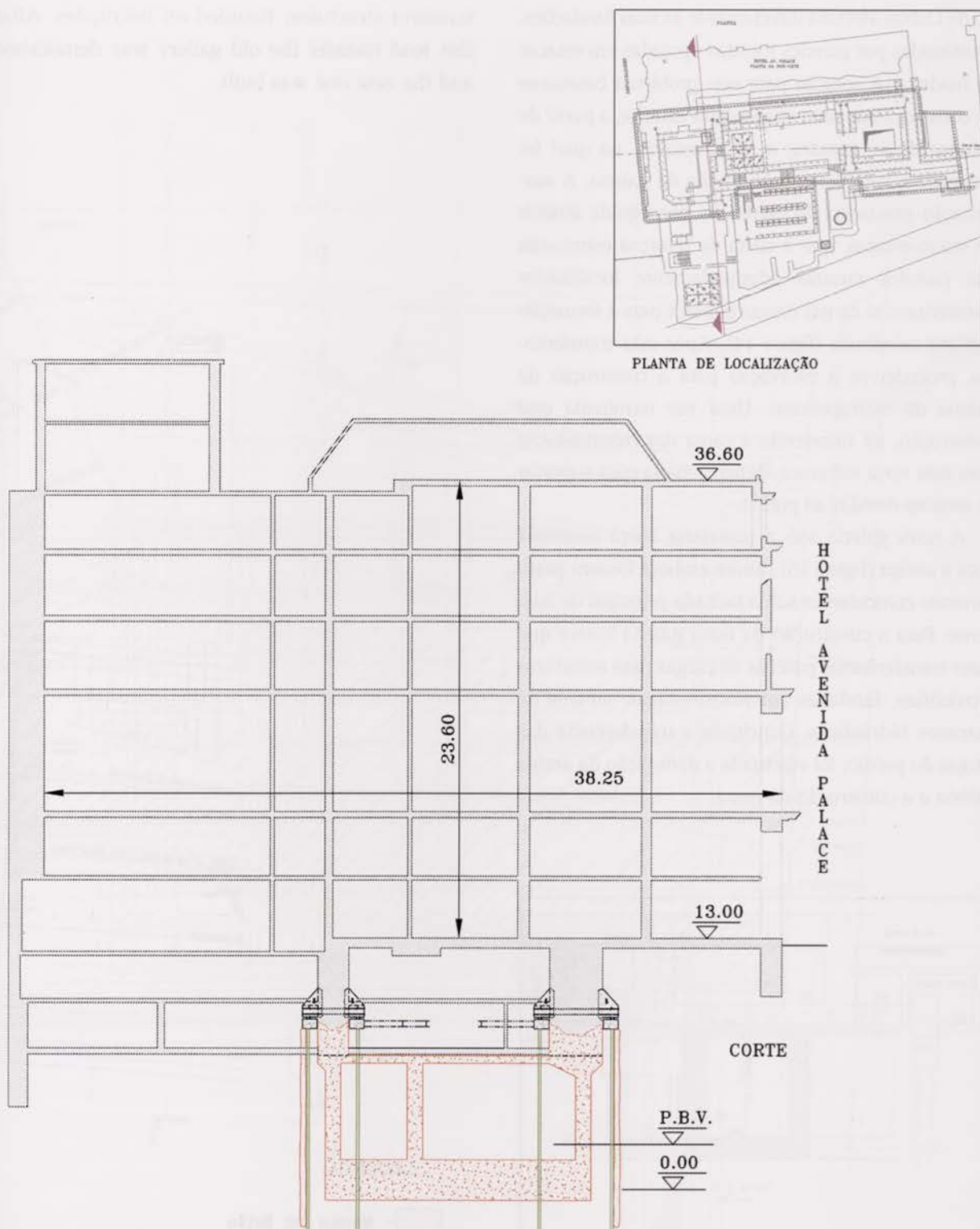


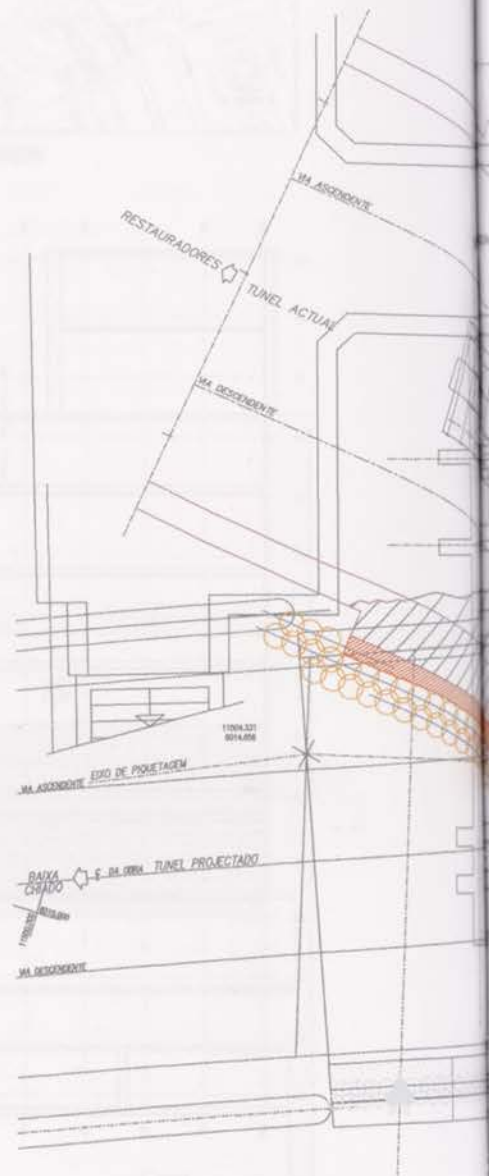
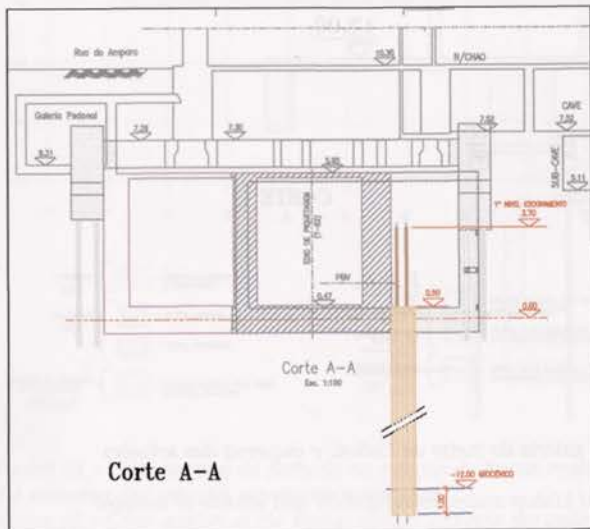
Figura 14 – Planta e corte do hotel Avenida Palace, com localização da galeria do metro de Lisboa, e esquema das soluções estruturais adoptadas

Figure 14 – Plan and section “Avenida Palace” hotel with the location of Lisbon underground gallery and scheme of adopted structural solutions




No caso do hotel Avenida Palace, a galeria do metro de Lisboa afectava directamente as suas fundações, constituídas por paredes mestras apoiadas em estacas de madeira. A solução para este problema baseou-se na construção de uma ensecadeira exterior, a partir de colunas de *jet grouting* e micro-estacas, na qual foi escavada a vala para a construção da galeria. A sustentação provisória do prédio foi conseguida através de micro-estacas, que à custa de reforços estruturais das paredes mestras adequadamente localizados transferiram as cargas dessas paredes para a formação argilosa miocénica (figura 14). Após esta transferência, procedeu-se à escavação para a construção da galeria do metropolitano. Uma vez terminada esta construção, foi transferida a carga das micro-estacas para esta nova estrutura, dimensionada para suportar as tensões devidas ao prédio.

A nova galeria sob a pastelaria Suíça interferia com a antiga (figura 15), muito embora fossem praticamente coincidentes sob a fachada principal de nascente. Para a construção da nova galeria houve que fazer transferências parciais de cargas para estruturas provisórias, fundadas em micro-estacas, através de macacos hidráulicos. Concluída a transferência das cargas do prédio, foi efectuada a demolição da antiga galeria e a construção da nova.

need to transfer the loads by hydraulic jacks for the transient structures, founded on micropiles. After this load transfer the old gallery was demolished and the new one was built.



LEGENDA:

-  - Maziço em Betão
-  - Colunas Com fim de Injecção à cota +3.20
-  - Colunas Com fim de Injecção à cota +0.50

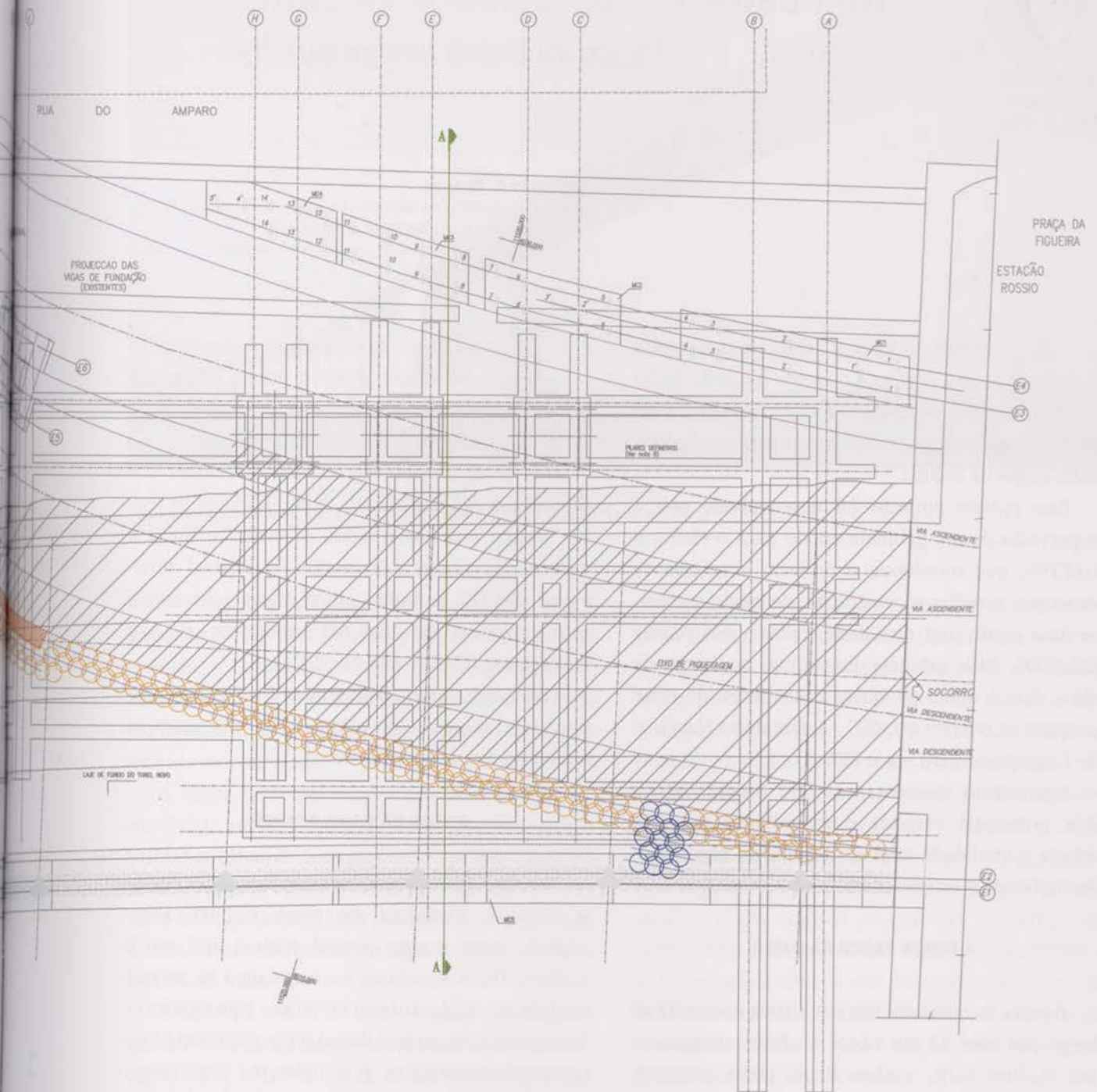


Figura 15 – Planta e corte no prédio da pastelaria Suíça, com localização das galerias antiga e nova do metro de Lisboa, e esquema das soluções estruturais adoptadas

Figure 15 – Plan and section for the building of “pastelaria Suíça”, with the new and old galleries of Lisbon underground and scheme of adopted structural solutions



Qualidade na Ponte Vasco da Gama

Vasco da Gama bridge quality

Fernando A. Branco

Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico (IST)
Full Professor, High Technical Institute (IST)

A Ponte de Vasco da Gama foi construída para realizar a travessia nascente do rio Tejo em Lisboa. Tem o comprimento de 12 km, o que a torna numa das travessias, em ponte, mais longas da Europa.

Este grande projecto foi desenvolvido sob a supervisão de um gabinete criado para o efeito, o GATTEL, que coordenou o projecto nas fases de concurso, projecto e construção, de modo a obter-se uma ponte com qualidade elevada, nos prazos definidos. Este gabinete funcionou, ao longo da obra, com o apoio de vários consultores, de entre os quais se referem o LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – e o IST.

Neste texto apresentam-se, em síntese, alguns dos principais estudos desenvolvidos para se atingir a qualidade final em termos de segurança, durabilidade e estética.

A PONTE VASCO DA GAMA

A nova travessia do Tejo em Lisboa apresenta ao longo dos seus 12 km vários viadutos, designados por viaduto norte, viaduto Expo, ponte principal, viaduto central e viaduto sul. Estas estruturas foram projectadas por vários consultores nacionais e estrangeiros (Lusoponte/Tejoprojecto) e foram

The Vasco da Gama Bridge was built to cross the eastern River Tagus in Lisbon. The span is 12km long, making it one of the longest bridges in Europe.

This huge project was carried out under the supervision of GATTEL, which co-ordinated its tender, design and construction in order to build a high-quality bridge within the established time-frame. GATTEL had the support of several consultants, including the National Laboratory of Civil Engineering (LNEC) and the IST.

This paper summarises some of the main studies carried out to achieve high quality in terms of safety, durability and aesthetics.

VASCO DA GAMA BRIDGE

The new 12Km Tagus crossing integrates several viaducts, including the north viaduct, Expo viaduct, main bridge, central viaduct and south viaduct. These structures were designed by several national and international consultants (Lusoponte/Tejoprojecto) and were constructed by Lusoponte/Novaponte ACE under the supervision of GATTEL. Lusoponte is responsible for the design, construction and operation, and maintenance of the bridge during the concession period.



A Ponte Vasco da Gama com a ponte principal e os viadutos norte e Expo
Vasco da Gama Bridge, including main bridge and North and Expo viaducts

construídas pela Lusoponte/Novaponte ACE, sob a supervisão do GATTEL. O projecto foi concessionado à Lusoponte, com a responsabilidade da execução do projecto, da construção das obras e da exploração e manutenção da travessia durante o período de concessão.

A ponte principal é uma estrutura atirantada, localizada junto à margem norte, atravessando o principal canal de navegação do rio Tejo (cala do norte). A Ponte tem um vão central de 420 m e três vãos laterais de cada lado (62, 70,6 e 72 m), o que conduz a um comprimento total de 829,2 m entre pilares de transição.

O tabuleiro tem 31,25 m de largura, com duas vigas pré-esforçadas lateralmente (2,65 m de altura), ligadas por uma laje (0,25 m de espessura) e por carlingas metálicas com secção em I. A Ponte foi construída por avanços, em consola, e é contínua ao longo de todo o seu comprimento. O tabuleiro

The main bridge is a cable-stayed structure, located in the north bank, crossing the navigation channel of the River Tagus (north channel). The main bridge has a central viaduct with 420m and three lateral spans on each side (62, 70.6 and 72m), with a total length of 829.2m between transition piers.

The deck is 31.25m wide with two pre-stressed beams (2.65m high), connected by a slab (0.25m thick) and by metal girders with an "I" cross-section (figure 6). The main bridge was built in successive stages and is continuous all along its length. The deck shows free vertical displacements at the principal towers, and an innovative system of dampers with elastoplastic behaviour was installed between the deck and the bridge to minimize horizontal seismic displacements.

The H-shaped towers are 148m high. There is a massive zone at the base of the towers used as protection against ship collision. The foundations of

apresenta deslocamentos verticais livres nas torres principais, tendo sido implementado um sistema inovador de amortecedores com comportamento elasto-plástico entre o tabuleiro e as torres, para reduzir os deslocamentos sísmicos horizontais.

As torres em forma de H têm 148 m de altura. Na base têm uma zona maciça que funciona como protecção contra o embate de navios. As fundações de cada torre têm 88 estacas moldadas de betão armado, com 2,2 m de diâmetro, parcialmente encamisadas em tubos metálicos e cravadas a 50 m de profundidade na torre norte e a 65 m na torre sul.

O viaduto central tem 6531 m de comprimento e está localizado na parte central do rio. Apresenta vãos correntes com 78 m e duas pontes especiais sobre as calas com vãos de 100, 130 e 100 m. Cada vão corrente consiste em duas vigas-caixão paralelas (cada uma pesando 2200 t), construídas com oito elementos pré-fabricados e pré-esforçados em estaleiro e depois transportados para o local por um barco-grua. As duas vigas são solidarizadas entre si depois de colocadas *in situ*.

O viaduto Expo tem uma solução contínua com 672 m de comprimento, com 12 vãos de comprimento crescente, desde 46 até 61 m. O tabuleiro é um caixão duplo pré-esforçado realizado por elementos pré-fabricados, construído em consola, por avanços sucessivos.

Os viadutos norte e sul têm soluções de laje em viga pré-esforçada. O viaduto sul foi construído por vigas de lançamento superiores, e o viaduto norte com escoramento ao solo.

O PROJECTO

Elementos de base

Na fase de concurso foi definido um caderno de encargos com as especificações para as fases de projecto, construção, exploração e manutenção. Estas especificações estavam associadas a um conjunto básico de informações disponibilizadas pelo GATTEL, consistindo em:

each tower have pre-moulded 88 reinforced-concrete piles, 2.2m in diameter, driven 50m deep for the north tower and 65m deep for the south tower.

The 6531m central viaduct is located in the central part of the river (figure 2). The central viaduct consists of 78-m spans have and two special bridges over channels with 100, 130 and 100m spans. Each span is composed of two caisson beams (each weighing 2200 tonnes), built with eight elements pre-fabricated and pre-stressed at the yard and transported by a crane ship. The two beams were consolidated after being placed in situ.



A ponte principal e o viaduto central
The main bridge and central viaduct

The Expo viaduct is 672m long with 12 spans of increasing length, from 46 to 61m (figure 1). The deck is a double pre-stressed caisson structure built with pre-fabricated components and continuous along its total length.

The slabs for the north and south viaducts were made with pre-stressed beams. The south viaduct was built with beams and girders, and the north viaduct was cable-stayed to the ground.

- Implantação geral da travessia, incluindo os canais de navegação, a geometria do traçado e as secções transversais das vias;
- Informação geotécnica preliminar, com ensaios *in situ* e em laboratório, e um perfil de reflexão sísmica;
- Estudo de impacte ambiental preliminar;
- Resultados de estudos de tráfego.

Estudos de impacte ambiental

Dada a localização da ponte junto a uma zona protegida no rio Tejo, foi necessário implementar importantes estudos de impacte ambiental.

A Lusoponte desenvolveu desde o início do projecto um detalhado estudo, definindo as respectivas medidas de protecção. Isto incluiu a implementação de uma comissão de acompanhamento, independente, para monitorizar a interacção entre os trabalhos de construção e o ambiente. Foram também adoptadas medidas específicas, tais como a definição dos procedimentos de dragagem, a paragem dos trabalhos em períodos de nidificação, a monitorização do comportamento de pássaros e peixes, o controlo dos níveis de ruído, etc.

Estudos geotécnicos

Para obter uma boa caracterização dos estratos geológicos, fizeram-se sondagens ao longo de todo o traçado. Na margem norte encontraram-se calcários a profundidades de cerca de 15 m. Este estrato é no entanto muito inclinado na margem norte e não foi atingido até profundidades de 100 m na restante travessia. Aqui, debaixo de água, as condições geotécnicas consistem basicamente em 20 m de aluviões, seguidos de areias, entre 60 e 80 m, e finalmente um estrato rijo de argilas (PQ).

Com base nas sondagens, foram ensaiadas diversas amostras para obter as características dos terrenos em termos de comportamento estático e dinâmico. O potencial de liquefacção foi também analisado nos estratos de areias, ao longo da travessia.

THE DESIGN

Base elements

During the tender phase the technical specifications for engineering, construction, operation and maintenance were prepared. These specifications were associated with a set of data made available by GATTEL, namely:

- general bridge layout, including navigation channels, the crossing geometry and cross-sections of the lanes;
- preliminary geotechnical information with *in situ* and laboratory tests and seismic reflection profile;
- Preliminary environmental impact study;
- Results of traffic studies.

Environmental Impact Studies

Because the bridge is located near an environmental protection zone on the River Tagus, key environmental studies were carried out.

From the beginning of the engineering phase, Lusoponte undertook a very detailed study, including protection measures. This included an independent supervision committee to monitor the construction work and its interaction with the environment. Also some specific measures were taken regarding dredging procedures, stopping work during nesting periods, monitoring bird and fish behaviour, controlling noise levels, etc.

Geotechnical studies

In order to characterize the geotechnical strata, boreholes along the crossing were performed. On the north bank the calcareous layer is 15m deep. This layer exhibits a deep slope and in other parts of the bridge it is located at depths higher than 100m. The geotechnical profile is composed of a 20m thick layer of alluvial materials, followed by sand (between 60 and 80m deep) and finally a hard clay layer (PQ).

Undisturbed samples were taken to perform static and dynamic laboratory tests. Also liquefaction potential for sandy materials was assessed.

Devido à diferente tipologia das estruturas e correspondentes cargas, foram utilizadas várias soluções de fundações ao longo da travessia. A ponte principal e o viaduto sul têm estacas moldadas de betão, testadas com ensaios de carga. No viaduto central foram utilizadas estacas metálicas cravadas, não preenchidas interiormente, de modo a obter uma maior resistência por atrito. Nestas estacas a parte superior é cheia de betão (comportamento misto), de modo a realizar a transição para a estrutura e a assegurar melhores condições de durabilidade. Nos viadutos norte e Expo existe uma maioria de fundações directas.

Estudos hidráulicos

As torres da ponte principal foram projectadas para o choque de um navio com 30 000 t (DWT) à velocidade de 10 nós. Nos outros canais de navegação foram considerados navios de menores dimensões. Para suportar este impacte, a ponte principal foi projectada com um maciço de estacas especial, ao qual, por razões hidráulicas, foi dada uma forma hidrodinâmica.

Foi também analisado o problema da infra-escavação nas várias fundações. Devido à dificuldade de previsão, com precisão, deste efeito, foi implementado um programa de monitorização ao longo da vida da ponte que, caso necessário, originará a adopção de protecções das fundações com enrocamento.

Dimensionamento estrutural

As acções consideradas no dimensionamento foram definidas de acordo com o RSA e os Eurocode 1 e 8 e ainda os resultados de estudos específicos.

As sobrecargas consideraram simultaneamente o RSA e o EC1. O EC1 foi utilizado essencialmente para a definição das cargas dos veículos especiais e para a análise da segurança quanto à fadiga.

As acções térmicas diferenciais foram definidas a partir de estudos específicos considerando as condições ambientais e a geometria da ponte. As acções sísmicas e do vento foram também objecto de quantificações específicas para esta ponte.

Due the different geotechnical conditions and loads, several solutions were implemented for the foundations. The main bridge and south viaduct were built with concrete bored piles and pile load tests were performed. In the central viaduct driven piles were used to obtain better resistance to attrition. Only the upper level of the piles was filled with concrete in order to assure a good transition with the superstructure and the best durability conditions. For the north and Expo viaducts, shallow foundations were used.

Hydraulic studies

The towers of the main bridge were designed for a ship impact of 30,000 tonnes (DWT) and a speed of 10 knots. For the other navigation channels, smaller ships were considered. For hydraulic reasons a pile group was designed with a hydrodynamic shape to withstand ship impact.

The problem of foundation scour was also analysed. Due to the difficulties involved in accurate projections, a monitoring program was implemented in order to install protective rockfill foundations when necessary.

Structural design

The sizes in the structural design took into consideration the RSA and Eurocodes 1 and 8 and some specific studies.

Excess weight was determined through a combination of RSA and EC1. For the definition of special vehicle loads and the safety analysis of fatigue, EC1 was adopted.

Differential thermal action was based on specific studies considering environmental issues and the geometry of the bridge. Seismic and wind action were also determined by specific studies for this bridge.

Due the importance of the main bridge, special studies were also carried out at IST regarding aerodynamic and seismic behaviour and accidents on the bridge involving fire.

Dada a importância da ponte principal, foram desenvolvidos, paralelamente ao projecto, estudos especiais no IST relativos ao comportamento aerodinâmico e sísmico e ao efeito de um acidente com fogo sob a ponte.

Estudos sísmicos

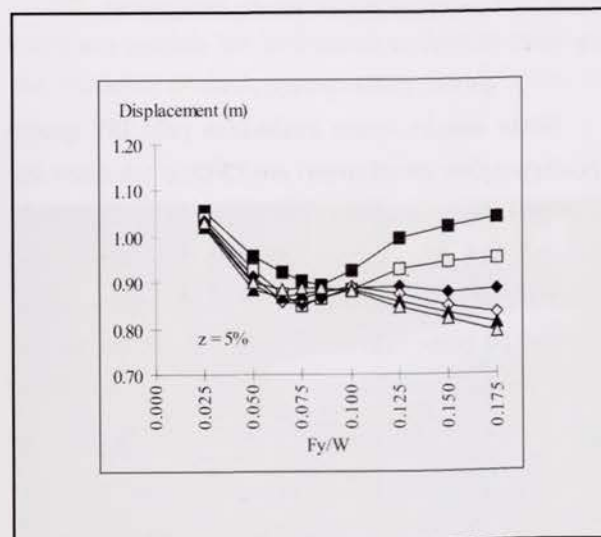
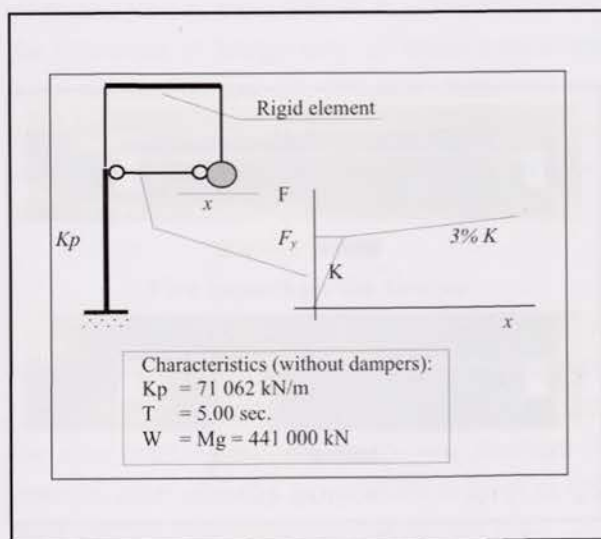
Nos projectos foram realizados estudos sísmicos detalhados para todas as estruturas. Tendo em conta a acção sísmica, foi realizado um estudo inicial para analisar o comportamento dos estratos e a sua potencial liquefacção. Com base nestes resultados, foi analisado o comportamento das estruturas com modelos 3D, e foi ainda realizada uma análise não linear para estudar o comportamento dos amortecedores implementados nas estruturas.

A solução flexível concebida para a ponte principal originava, nas primeiras análises, grandes deslocamentos longitudinais do tabuleiro junto aos encontros. Para reduzir estes deslocamentos, estudaram-se inicialmente amortecedores hidráulicos, mas as suas grandes dimensões inviabilizaram a sua adopção. Uma solução com amortecedores elasto-plásticos foi então estudada e optimizada no IST, figura 1, solução que veio a ser desenvolvida e implementada pela Lusoponte, sendo uma solução inovadora.

Seismic studies

Seismic design studies were performed for all the structures. A preliminary study of seismic response of foundations and the potential assessment was performed, taking seismic action into account.

These results were used to perform a 3D structural behaviour analysis and a 2D non-linear analysis was performed to study the behaviour of the dampers to be integrated in the structures.

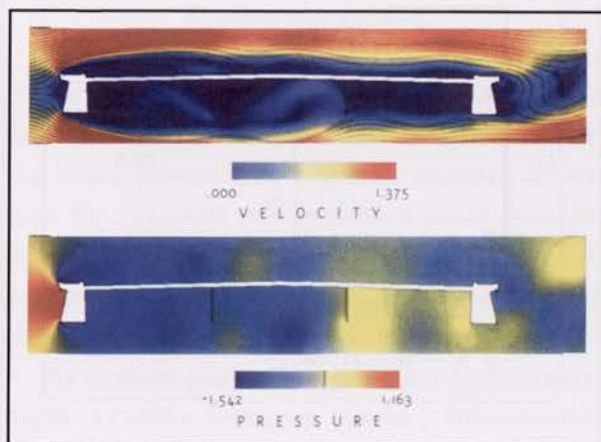


Amortecedores entre o tabuleiro e as torres
 Dampers between the deck and the towers

Modelo simplificado da simulação do efeito dos amortecedores na redução dos deslocamentos longitudinais - IST
 Simplified model simulating effect of dampers to reduce longitudinal displacement - IST

Estudos aerodinâmicos

A geometria proposta para a secção transversal do tabuleiro e as características elásticas da estrutura conduziram, inicialmente, a uma solução aerodinamicamente instável, o que foi detectado nos ensaios em túnel de vento realizados no LNEC e no CSTB. Utilizando uma análise original de CFD (*Computer Fluid Dynamics*), o IST desenvolveu um estudo para detectar as causas das instabilidades, o que conduziu à percepção dos problemas existentes com a geometria e à adopção de uma solução final estável.



Velocidades e pressões aerodinâmicas na secção com longarinas
Speeds and aerodynamic pressures in spar section

Neste estudo foram analisadas pelo IST quatro configurações de tabuleiro em CFD: o tabuleiro inicial (sol. 1), o tabuleiro com a guarda de segurança central (sol. 2), o tabuleiro com um fechamento inferior parcial e lateral (sol. 3) e o tabuleiro com longarinas na parte inferior, a terços do vão transversal (sol. 4). As instabilidades observadas nas primeiras três situações reduziram-se significativamente na quarta solução, o que levou à sua adopção, após estudos adicionais realizados no LNEC, onde a viga de bordadura foi também optimizada.

Foi também analisado no IST o comportamento dinâmico da ponte sob a acção de rajadas de vento,

The initial flexible solution for the main bridge involved high longitudinal displacements for the deck near the abutments. To reduce these displacements, hydraulic dampers were studied, but the solution was not feasible due to the heights involved. The use of elastoplastic dampers was optimised at IST (figure 3), and this solution was developed and implemented by Lusoponte. It was considered an innovative solution (figure 4).

Aerodynamic studies

The geometry proposed for the deck cross section and the elastic characteristics of the structure initially showed an aerodynamically unstable solution following the wind tunnel tests performed at LNEC and at CSTB. Based on an original CFD (Computational Fluid Dynamics) analysis, IST carried out a study to detect instabilities and problems connected with the geometry and analyse existing problems in order to reach a stable solution (figure 5).

In this study IST used CFD to analyse four different deck solutions: initial deck (solution n.º 1), deck with central safety guard (solution n.º 2), deck with a lower and lateral partial closure (solution n.º 3) and the deck with spars in the lower part, one-third of the transversal span (solution n.º 4). The instabilities found in the first three situations



Longarinas (carlingas metálicas) sob o tabuleiro para evitar a instabilidade aerodinâmica
Spars (metallic cockpits) under deck to reduce aerodynamic instability

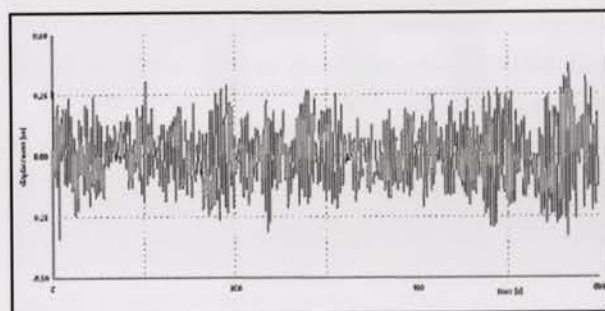
o que constituiu um estudo original. Para isto foi feita uma análise da estrutura no domínio do tempo, através de diagramas artificiais das componentes do vento, gerados artificialmente e aplicados em 13 pontos ao longo do tabuleiro. Utilizando um modelo 3D da estrutura, obteve-se a resposta da estrutura a esta situação dinâmica, o que permitiu uma análise mais fiável que a clássica análise estática da acção do vento. Num estudo separado, foram ainda estudadas as vibrações dos cabos na ponte sob a acção do vento. Estes estudos do comportamento dinâmico da ponte foram ainda comprovados experimentalmente com medições no tabuleiro num dia em que esteve sujeito a ventos com rajadas de cerca de 100km/hora.

Acção de fogo sob a ponte

A importância da Ponte, localizada sobre o principal canal de navegação do rio Tejo, levou a que se analisasse a situação de ocorrência de um fogo num navio que chocasse com a ponte, de modo a calcular as zonas mais sensíveis do tabuleiro e o tempo de resposta necessário para debelar o incêndio.

A simulação foi feita no IST recorrendo a modelos numéricos de radiação de fogos de hidrocarbonetos, o que permitiu avaliar a evolução das temperaturas no tabuleiro ao longo de um incêndio.

Como critério de segurança foi adoptada a cedência do aço dos cabos de pré-esforço para 300°C. O estudo mostrou que, nas situações simuladas, uma hora após o início do incêndio as temperaturas ao nível dos



Deslocamento vertical a meio vão sob a acção de rajadas
Vertical displacement at half span under windy conditions

were reduced in the fourth solution (figure 6), and after additional studies performed by LNEC to optimise the boundary beam this solution was adopted.

IST also analysed the dynamic behaviour of the bridge, under severe wind pressure. For this original study, a time domain analysis with artificial generation of diagrams applied at 13 points of the deck (figure 7) was performed. Using a 3D model a dynamic analysis of the structure was carried out, reaching a more reliable solution than the classic static analysis of wind action. In a separate study the vibrations of bridge stays in windy conditions were assessed (figure 8). Dynamic studies of the deck were experimental, calibrated by deck measurements on a day when it was subjected to wind speeds of about 100km/hour.

Fire impact on the bridge

Due the importance of the bridge, which is located over the principal navigational channel of the River Tagus, the situation created by a ship on fire after crashing into the bridge was analysed in order to determine the most sensitive areas of the deck and the time needed to put out the fire.

IST performed a simulation with numerical radiation models for hydrocarbon fires to evaluate the variation of deck temperatures during a fire.



Ensaio no túnel de vento do IST de um tirante da ponte
Wind tunnel test of a bridge stay at IST

cabos de pré-esforço estavam próximas de atingir aquele valor crítico, definindo-se assim aquele período como o tempo necessário de actuação dos bombeiros.

Monitorização estrutural

A monitorização da estrutura foi definida num programa com três fases. A primeira fase considerava a fase de construção, com medição da evolução do comportamento da estrutura em termos de deformações, deslocamentos, fluência e retração do betão, etc.

A segunda fase estava associada à conclusão da obra e correspondia à realização dos ensaios de recepção estáticos e dinâmicos, permitindo aferir o comportamento da ponte e a fiabilidade dos modelos numéricos adoptados no projecto.

A terceira fase considerou a monitorização ao longo da vida útil da obra em termos de comportamento estrutural, permitindo uma rápida análise da sua segurança em caso de acidente (sismo, impacte de navio, etc.). Para esta fase foi instalado, ao longo da ponte, diverso equipamento de medida, nomeadamente sismógrafos, extensómetros, inclinómetros e deflectómetros. Este equipamento está ligado a uma central que armazena e trata a informação, havendo algum equipamento (aberturas das juntas) que gera informação, on line, visível no centro de exploração da Ponte.

DURABILIDADE E MANUTENÇÃO

A Ponte de Vasco da Gama está localizada na foz do rio Tejo, local que apresenta um ambiente de características marinhas, com elevado teor de sal na água e sujeito a marés e ondas. Na fase de concurso, foi definida a exigência de uma vida útil de 120 anos para a travessia. Tal significa que se pretende atingir esta vida útil nos principais elementos estruturais, com custos reduzidos de manutenção.

A implementação desta exigência conduziu às seguintes medidas:

The safety criteria have considered the yielding of the pre-stressed steel cables at a temperature of 300°C. The study simulated several scenarios, and one hour after the beginning of the fire the cables reached this critical value. So one hour was considered the maximum period for a fire brigade to take action.



*Ensaio de carga do viaduto sul
South viaduct load test*

Structural monitoring

The structural monitoring program was defined in three phases. For the first phase the construction was used to measure the structural behaviour related with deformations, displacements and retraction of the concrete, etc.

The second phase was linked to the end of construction and associated to static and dynamic reception tests, to test the bridge behaviour and the reliability of the numerical models adopted in the design (figure 9).

The third phase considered monitoring during the life of the bridge in order to evaluate safety in case of accidents (earthquake, ship impact, etc.). For this phase several measuring instruments were installed on the bridge, including seismographs, extensometers, inclinometers, and deflectometers.

- Definição para a estrutura, ao nível do projecto, de geometrias e materiais considerando a sua vida útil. Isto foi estudado tendo em conta a deterioração prevista a partir das condições ambientais e utilizando modelos de deterioração. Tal conduziu à adopção de sobre espessuras adicionais nos elementos metálicos para se contemplarem as corrosões previstas. Para os elementos de betão, essa medida conduziu à definição dos recobrimentos das armaduras e das características de permeabilidade a exigir ao betão;
- Definição de um programa de monitorização ao longo da vida útil para confirmar se os modelos de deterioração previstos estavam correctos ou se será necessário tomar medidas preventivas;
- Consideração de um projecto com flexibilidade que permita a fácil substituição dos componentes cuja vida útil é inferior à da ponte (apoios, juntas, cabos de pré-esforço adicionais, etc.). Isto permitirá a sua substituição com reduzidos efeitos na exploração.

Para se conseguirem as características de durabilidade, foi implementado durante a construção



Controlo da degradação dos elementos de betão e aço em ambiente marinho
Degradation control for concrete and steel elements in a maritime environment

These instruments are connected to a central control station to store and analyse data, and some equipment (at abutments) generates on-line information visible at the operations centre of the Bridge.

DURABILITY AND MAINTENANCE

The Vasco da Gama Bridge is located at the mouth of the River Tagus. This site has maritime environmental characteristics, with high salt content in the water and tide and wave action. The tender specifications called for a 120-year life for the bridge. This means that the principal structural components must last for 120 years with reduced maintenance costs.

To meet this requirement, the following measures were adopted:

- The geometries and materials of the structure were designed considering the long life span of the bridge. This study considered deterioration due environmental conditions and used deterioration models. For that purpose, the thickness of metal elements was increased due the predicted effects of corrosion. For the concrete elements this measure was linked to the lining reinforcement and the permeability characteristics for concrete (figure 10);
- Definition of a monitoring program to calibrate the deterioration models and adopt countermeasures if needed;
- Implementation of a flexible design in order to easily replace components with shorter life than the bridge (supports, joints, additional prestressed cables, etc.). This will ensure that they can be replaced without negatively impacting the bridge's operations.

To ensure durability during the construction phase a quality control program was carried out to check the durability specifications. This program includes periodical degradation in situ measurements of the materials during the structure's lifetime.

um programa de controlo de qualidade para verificar a concretização das especificações de durabilidade. Este programa incluiu medições periódicas *in situ* da degradação dos materiais e manter-se-á ao longo da vida da obra.

ESTÉTICA

Os aspectos estéticos da travessia foram também objecto de estudos cuidados. Isto incluiu estudos relativos à implantação da travessia e à uniformidade das soluções. A adopção de uma geometria em planta em "S" conduziu a uma solução que permite a visualização global da ponte pelos automobilistas. A uniformidade foi conseguida por meio de uma progressiva evolução dos vãos, cujo comprimento teve ainda em conta a redução do efeito de barreira. A geometria dos elementos e a cor foram também objecto de diversas simulações em computador.

Foram ainda realizados vários estudos relativos a pormenores tais como lâmpadas, vigas de bordadura, torres, etc., tudo com o objectivo de se obter um efeito estético final agradável.

AESTHETICS

To assure the aesthetic aspects of the bridge, special studies were performed regarding the layout and uniformity of the solutions. The definition of a geometry with an S plan led to a solution that allows motorists a full view of the bridge (figure 11). This uniformity was reached by a progressive evolution of spans, whose length took into consideration the reduction of the barrier effect. The geometry and colour of the elements were studied with several computer simulations.

Detailed studies of lighting, boundary beams, towers, etc., were also carried in order to obtain a pleasant aesthetic effect.



Implantação em "S" da Ponte
Layout in S of the bridge

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- BRANCO, F. A.; MACHADO, L.; - *The Vasco da Gama Bridge Project*. IABSE - FIP Int. Conf. on New Technologies in Structural Engineering, Lisbon, July, 1997.
- BRANCO, F. A.; MENDES, P.; GUERREIRO, L. - *Research Studies for the Vasco da Gama Bridge Project* - IST Science and Technology n°. 2, IST - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1998.
- BRANCO, F. A.; MACHADO, L.- *Search for Quality in the Vasco da Gama Bridge project*. Proc. IABSE Symposium. on Structures for the Future, Rio de Janeiro, August, 1999.
- BRANCO, F.; MENDES,P.; GUERREIRO, L. - *Special Studies for The Vasco da Gama Bridge*.- Journal of Bridge Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineering, vol.5, n°3, pp.224-232, Reston, 2000.

Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.





ANEXOS ANNEXES

Fichas de obras
Project details

Sumário - Fichas de obras

Contents - Project details

BARRAGENS DAMS	339	Metro Los Teques Los Teques Metro	371
Projeto Huites Huites Project	340	Metrô de São Paulo - Ramal Paulista	372
Barragem Seven Oaks Seven Oaks Dam	341	São Paulo Metro Paulista Line	
Aproveitamento Hidrelétrico de Alqueva	342	Metrô Rio de Janeiro - Lote 8 Rio de Janeiro Metro - Lot 8	373
Alqueva Hydroelectric Development		Trem Metropolitano da Cidade do Recife - METROREC	374
Hidrelétrica de Itaipu Itaipu Hydroelectric Power Plant	343	Recife Metropolitan Train - METROREC	
Complexo Hidrelétrico de Capanda	344	Metrô do Distrito Federal Federal District Metro	375
Capanda Hydroelectric Complex			
Hidrelétrica de Miel I Miel I Hydroelectric Power Plant	345	PONTES BRIDGES	376
Usina Hidrelétrica de Itá Itá Hydroelectric Power Plant	346	Ponte sobre o Rio Orinoco	377
Usina Hidrelétrica Foz do Areia	347	Road/Rail Bridge on the Orinoco River	
Foz do Areia Hydroelectric Power		Terceira Ponte de Vitória Vitória's Third Bridge	378
Usina Nuclear Almirante Álvaro Alberto - Unidades I e II	348	Projeto Golden Glades Golden Glades Project	379
Almirante Álvaro Alberto Nuclear Power Plant - Units I and II		Ponte Merrill Barber (Vero Beach)	380
Usina Hidrelétrica Pichi Picún Leufú	349	Merrill Barber Bridge (Vero Beach)	
Pichi Picún Leufú Hydroelectric Plan		Ponte Governador Colombo Sales	381
		Governador Colombo Sales Bridge	
RODOVIAS ROADWAYS	350	FERROVIAS RAILWAYS	382
Rodovia Carvalho Pinto Carvalho Pinto Highway	351	Ferrovia do Aço Steel Railway	383
Rodovia dos Imigrantes Imigrantes Highway	352	Ferrovia Carajás Carajás Railway	384
Rodovia SP-65 - D. Pedro I Dom Pedro I-SP 65 Highway	353	Ferrovia La Loma - Santa Marta	385
Via Interoceânica Norte Interoceanic North Highway	354	La Loma - Santa Marta Railway	
Rodovia Ilo-Desagüadero Ilo-Desagüadero Highway	355	Modernização da Linha do Norte	386
Via Expressa Interestadual I-40 Expansion of I-40 Expressway	356	Trecho 2/1 - Entroncamento / Albergaria	
		Modernization of "Linha do Norte" (Northern Line)	
EDIFICAÇÕES BUILDINGS	357	Stretch 2/1 - Entroncamento / Albergaria	
Hotel Conrad Conrad Hotel	358	ABASTECIMENTO SUPPLY	387
Projeto Turístico Costa do Sauípe Tourist Complex	359	Projeto de Irrigação Santa Elena	388
American Airlines Arena American Airlines Arena	360	Santa Elena Irrigation Project	
Centro de Artes de Miami Performing Arts Center	361	Interligação das Águas dos Rios Chone e Portoviejo	389
AEROPORTOS AIRPORTS	362	Interconnection of the Rivers Chone and Portoviejo	
Aeroporto Internacional de Miami - Terminal Sul	363	Projeto Chavimochic - Fase I	390
Miami International Airport - South Terminal		Chavimochic Project - Phase I	
Aeroporto Internacional de Miami Torre de Controle do Air FAA	364	Aqueduto da Linha Noroeste Northwest Line Aqueduct	391
Miami International Airport - FAA Air Traffic Control Tower		Projeto de Irrigação Formoso "A"	392
Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro	365	Formoso "A" Irrigation Project	
Pistas e Obras Complementares		OBRAS INDUSTRIAIS INDUSTRIAL PROJECTS	393
Rio de Janeiro International Airport		Plataforma Semi-Submersível P-XVIII	394
Landing Strips and Complementary Works		Semi-Submersible Platform P-XVIII	
Aeroporto de Recife - Terminal de Passageiros de Guararapes	366	Planta de Eteno - Copesul Ethylene Plant - Copesul	395
Recife Airport - Guararapes Passenger Terminal		Fábrica da Celulosa Arauco Celulosa Arauco Pulp Mill	396
Aeroporto Francisco Sá Carneiro	367	Usina Termelétrica de Três Lagoas	397
Francisco Sá Carneiro Airport		Três Lagoas Thermoelectric Power Plant	
METRO LIGHT RAIL	368	Gasoduto Bolívia-Brasil - Trechos IX e XIII	398
Extensão Brickell Metromover	369	Bolívia-Brasil Gas Pipeline - Sections IX and XIII	
Miami Metromover - Brickell Extension		Unidade Industrial de Quebrada Blanca	399
Metro de Caracas - Linhas III e IV	370	"Quebrada Blanca" Industrial Unit	
Caracas Metro - Lines III and IV		Projeto Cantarell "Cantarell" Project	400

Desde a sua criação, a Construtora Norberto Odebrecht – CNO tem como objetivo principal servir os seus Clientes cada vez mais e melhor. Para a realização desta tarefa, a empresa busca novos e maiores desafios, através da complexidade e variedade de empreendimentos e mercados em que actua.

A partir da construção predial, no estado da Baía, a empresa evoluiu, no ano 1950, para empreitadas mais desafiadoras, tais como rodovias e obras portuárias e de montagem, nas quais as equipas envolvidas se foram especializando.



Since its inception, the overarching objective of Construtora Norberto Odebrecht – CNO has been to give its Clients ever better service. To achieve this task, the company always seeks out new and better challenges through the complex and varied ventures and markets in which it is present.

After starting out with building construction projects in the Brazilian state of Bahia, the contractor grew in the 1950s and took on bigger challenges, such as roads, seaports and infrastructure, and the teams who built those projects gained specialized skills.

Isso foi importante para que a empresa participasse, na década de 60, na industrialização do Nordeste do Brasil e, na busca de inovações, com criatividade, passasse a dominar tecnologias especiais que possibilitaram a sua acção em empreendimentos de maior porte, como barragens e pontes.

No final daquela década, então com mais de 500 obras realizadas, a Construtora partiu rumo à região Sudeste do país, onde conquistou contratos como o da construção dos prédios da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, do Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro e da Usina Nuclear Almirante Álvaro Alberto, obras que colocaram a empresa entre as maiores do país.

No fim da década de 70, a CNO consolidou sua actuação nacional e iniciou a sua expansão rumo à América do Sul. Neste período, fortaleceu a sua presença no Brasil através da integração da Companhia Brasileira de Projetos e Obras - CBPO, agregando nova capacitação para a construção de hidroeléctricas, uma forte participação no mercado de São Paulo e uma equipa de empresários com grande qualificação e larga experiência.

Em 1986, outros empresários também se agregam à Odebrecht, com a integração da TENENGE - Técnica Nacional de Engenharia, especializada em montagem industrial.

A década de 80 caracterizou-se pela ampliação da actuação internacional, inicialmente através da exportação de tecnologias e de conhecimentos já dominados e posteriormente pela integração de empresas locais e pela aprendizagem de realidades culturais e de mercado de países desenvolvidos, como os Estados Unidos, a Alemanha e Portugal. Neste contexto, releva-se a integração da Bento Pedroso Construções - BPC, em 1988.

A integração CNO-BPC trouxe benefícios mútuos, com destaque para a fixação da Odebrecht na Europa e para a reformulação do modelo de gestão da BPC, que, além de se consolidar como uma das principais construtoras de estradas em Portugal, ampliou significativamente a sua actuação em obras correntes e, posteriormente, nas grandes obras do país ao longo da década de 90.

This was key to qualifying the contractor to take part in the industrial development of the northeastern part of Brazil in the 1960s. CNO creatively sought out innovations in order to gain the mastery of special technologies that qualified it to build major projects such as dams and bridges.

By the end of the 60s, with over 500 projects under its belt, the contractor headed South, where it won contracts to build the Universidade do Estado do Rio de Janeiro campus, Rio de Janeiro International Airport and the Almirante Álvaro Alberto nuclear power plant. These projects put CNO among the top contractors in Brazil.

In the late 1970s, CNO consolidated its Brazilian operations and began expanding in South America. During that period, it bolstered its presence in Brazil by incorporating Companhia Brasileira de Projetos e Obras - CBPO, an engineering and construction company that contributed expertise in building hydroelectric power plants, a commanding share of the São Paulo construction market and a team of highly qualified entrepreneurs with vast experience.

In 1986, even more entrepreneurs joined Odebrecht's ranks when the Group incorporated the industrial installation company TENENGE - Técnica Nacional de Engenharia.

The 1980s were characterized by further international expansion. Odebrecht initially achieved this by exporting technologies and knowledge and later by incorporating local firms and learning from the cultural realities and markets of developed nations such as the USA, Germany and Portugal. In this context, the highlight was the incorporation of Bento Pedroso Construções - BPC in 1988.

The integration of CNO and BPC was mutually beneficial for both contractors, particularly because it enabled Odebrecht to establish a presence in Europe and led to the reformulation of BPC's management model. In addition to establishing itself as one of Portugal's leading road builders, BPC significantly increased its share of the road construction market and began taking part in major projects in Portugal in the course of the 1990s.

Nos quase 60 anos de existência, a Odebrecht Engenharia e Construção, resultado da fusão CNO-CBPO-TENENGE-BPC, serve clientes em mais de 20 países.

Esta trajetória só foi possível porque, ao longo dos tempos, os integrantes da Odebrecht pautaram as suas ações por uma filosofia empresarial cujos princípios fundamentais foram transmitidos de geração em geração, num processo educativo permanente. A condição essencial para isso foram as Pessoas de Conhecimento, capazes de se educar, de aprender e de se desenvolver, preparadas para enfrentar desafios, capacitadas para liderar equipas, qualificadas para servir clientes e, principalmente, para formar os seus sucessores.

As obras cujas fichas são apresentadas a seguir são exemplos das realizações da Odebrecht Engenharia e Construção, através das empresas que a integram e das pessoas que a servem. Elas caracterizam os desafios técnicos, de logística e de actuação internacional cuja superação marca a história da empresa.

Os seus canteiros, como os demais espalhados por quatro continentes, serviram de escola para muitos jovens, de várias gerações, que, dotados de carácter e humildade, se transformaram, por intermédio da Educação pelo Trabalho, em Pessoas de Conhecimento, e que prosseguem aprendendo e ensinando outros jovens, empenhados na materialização dos sonhos de futuros Clientes e na geração de riquezas para a sociedade.

Odebrecht's engineering and construction business – now called Odebrecht Engineering & Construction following the consolidation of CNO-CBPO-TENENGE-BPC – has rendered services to clients in over 20 countries for nearly 60 years.

This long history of service was made possible by Odebrecht members who base their actions on an entrepreneurial philosophy whose core principles have been handed down from one generation to the next through an ongoing educational process. The essential requisite for this is having Knowledgeable People in the organization who are capable of teaching themselves, learning and developing. These people are prepared to embrace challenges and qualified to serve their clients, and above all, groom their successors.

The technical data shown in the following section projects is for projects that exemplify Odebrecht Engineering & Construction's achievements through the companies that comprise it and the people who serve it. These projects are characterized by the challenges of cutting-edge technologies, complex logistics and international operations. Each surmounted challenge is a milestone in the company's history.

Like many others on four continents, the job-sites for these projects were schools for legions of young people from several generations. Endowed with character and humility, these individuals are transformed into Knowledgeable People by means of Education through Work, and keep on learning and teaching their juniors while striving to realize the dreams of future Clients and generate wealth for their society.

Engenharia e Construção – Desempenho histórico

A Odebrecht participou da construção e instalação de:

*Engineering & Construction – A history of achievement
Odebrecht has helped construct and install:*

60 usinas hidrelétricas
no Brasil e no exterior
60 hydroelectric plants in
Brazil and other countries



74 km de túneis
74 km of tunnels

3,6 milhões de m²
de área de edificações
3.6 million square
meters of buildings



52 estações de metro
52 metro stations



1.700 km de ferrovias
1,700 km of railways

4.200 km de linhas de
transmissão de energia
4,200 km of energy
transmission lines



Estruturas off-shore respon-
sáveis pela produção de mais
de **918.000** barris
de petróleo por dia no Brasil
e na Inglaterra.

Offshore facilities that produce
over **918,000** barrels of oil
daily in Brazil and the UK



75 km de linhas de metro
75 km of metro
lines



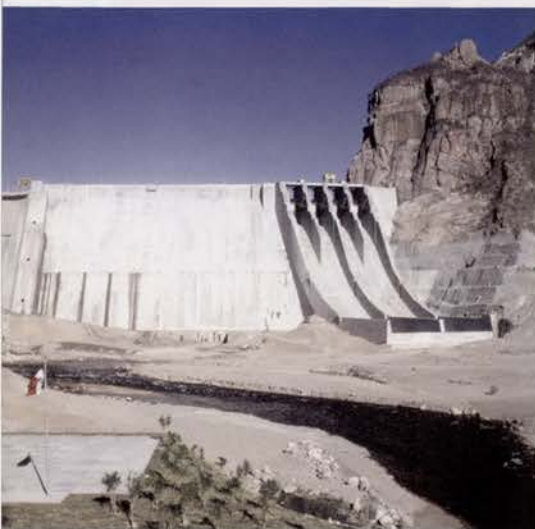
4.250 km
de rodovias
4,250 km
of roadways

Barragens e Usinas

Dams and Power Plant

Projeto Huites

Huites Project



Rio Fuerte / Sinaloa – México

Cliente: **COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**

Execução das obras do Projeto Huites, constituídas de: barragem com 370 m de comprimento e 160 m de altura; canal para desvio do rio com 800 m de comprimento por 28 m de largura; vertedouro com 4 comportas radiais de 15,50 m x 21 m para vazão até 30.000 m³/s; usina hidrelétrica composta de tomada d'água e casa de força para duas turbinas *Francis* de 211 MW cada uma. O projeto teve múltiplas finalidades, tais como a irrigação de 70.000 ha nos estados de Sinaloa e Sonora, controle de cheias e geração de energia.

Client: **COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**

Construction of Huites Dam: 370m long, 160m high dam, 800m long, 28m wide diversion channel; four 15.50 x 21m radial gate spillways for 30.000m³/s flow; hydroelectric plant with water intake, powerhouse for two 211MW Francis turbines. This multi-purpose project irrigates 70,000ha in the Sinaloa and Sonora states, prevents floods and generates energy.

Barragem Seven Oaks Seven Oaks Dam



San Bernardino (Califórnia) – EUA

Cliente: **U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS**

Barragem de terra e enrocamento, com 165 m de altura e 800 m de comprimento de crista, capacidade de reserva de 180 milhões de m³.

Escavações: 29.300.000 m³

Aterros: 16.000.000 m³

Enrocamento: 14.000.000 m³

Betão: 15.000 m³

Cliente: **U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS**

Earth and rockfill dam, 165m high and 800m long at the crest, with a storage capacity of 180 million m³.

Excavation: 29,300,000m³

Fills: 16,000,000m³

Rock fill: 14,000,000m³

Concrete: 15,000m³

Aproveitamento Hidrelétrico de Alqueva, S. A.

Alqueva Hydroelectric Development



Alentejo – Portugal

Cliente: **EMPRESA DE DESENVOLVIMENTO E INFRAESTRUTURAS DE ALQUEVA S.A. – EDIA**

O aproveitamento Hidroeléctrico de Alqueva compõe-se de uma barragem em abóboda de dupla curvatura, com arcos horizontais simétricos, em betão, com o desenvolvimento no coroamento de 458 m de comprimento, uma altura máxima de 96 m e uma espessura de 32 a 33 m, equipada com:

- uma central, do tipo pé de barragem, equipada com dois grupos reversíveis do tipo *Francis* com a potência máxima no eixo da turbina de 120 MW cada;
- dois descarregadores de meio fundo constituídos por orifícios que atravessam o corpo da abóboda, seguidos de canais que ladeiam a subestação e a central e terminam em formas do tipo “salto de ski”, cada um com a capacidade máxima de vazão de 1750 m³/segundo;
- dois descarregadores de superfície em canal e estruturas terminais com formas do tipo “salto de ski”, um com uma só portada integrada no encontro directo da barragem e outro com duas, situado em posição adjacente ao encontro esquerdo, com uma capacidade de vazão de 2100 m³/segundo e 2 x 2100 m³/segundo, respectivamente.

Client: **EMPRESA DE DESENVOLVIMENTO E INFRAESTRUTURAS DE ALQUEVA S.A. – EDIA**

The Alqueva Hydroelectric Power Plant consists of a doubly curved dome dam with symmetrical horizontal concrete arches, a crest length of 458m, a structural height of 96m and a crest width of 32 to 33m, equipped with:

- a powerhouse at the dam’s base, with two sets of reversible 120MW Francis turbines;
- two lower spillways consisting of orifices in the body of the dome dam, followed by channels flanking the power substation and power plant, ending in a ski-jump. Each spillway has a maximum flow of 1750m³/s;
- two surface spillways consisting of channels ending in a ski-jump, one with a single gate integrated into the right abutment of the dam and the other with two gates adjacent to the right abutment, with a flow of 2100m³/s and 2 x 2100m³/s, respectively.

Hidrelétrica de Itaipu

Itaipu Hydroelectric Power Plant



Foz do Iguaçu (PR) – Brasil



Cliente: ITAIPU BINACIONAL

Construção civil e montagem dos equipamentos permanentes do Aproveitamento Hidrelétrico de Itaipu, usina binacional (Brasil-Paraguai) com capacidade de geração de 12.600 MW. A participação da Odebrecht na obra referiu-se, dentre outros serviços, à execução de 10 milhões de m³ de escavações e 2 milhões de m³ de betão. Foram montadas 200 mil t de equipamentos mecânicos, 100 mil t de equipamentos elétricos, e 100 km de linha de transmissão de 500 KV.

Client: ITAIPU BINACIONAL

Civil construction and assembly of permanent equipment for the Itaipu Hydroelectric Power Plant, a binational (Brazil-Paraguay) plant generating up to 12,600MW. Odebrecht's part in the project included the excavation of 10 million m³ of soil and the pouring of 2 million m³ of concrete. Also installed: 200,000t of mechanical equipment, 100,000t of electrical equipment and 100km of 500kV power lines.

Complexo Hidrelétrico de Capanda

Capanda Hydroelectric Complex



Capanda – Angola

Cliente: MINISTÉRIO DE ENERGIA DA REPÚBLICA POPULAR DE ANGOLA

Obras civis e de infraestrutura da usina hidrelétrica que produzirá 520 MW com quatro unidades geradoras. A barragem tem 130 m de altura e 1.200 m de comprimento, formando um lago de 170 km². Para a execução do projeto foi necessário construir: uma estrada de acesso, pavimentada em tratamento superficial duplo, de 60 km de extensão; uma vila residencial com 255.000 m² de área construída, para 15.000 pessoas, entre trabalhadores, suas famílias e pessoal de apoio; pista de aeroporto com extensão de 2.000 m (categoria 4), possibilitando a operação de aeronaves tipo Boeing 737; e linha de transmissão de 30 KV com 60 km de extensão.

Client: MINISTÉRIO DE ENERGIA DA REPÚBLICA POPULAR DE ANGOLA

Civil and infrastructure works for the power plant, which will produce 520MW with four generating units. The dam is 130m high and 1,200m long, forming a 170km² lake. In order to carry out the project, it was necessary to build a 60km access road, paved with double surface treatment; a residential village with a 255,000m² built-up area for 15,000 people, including workers, their families, support personnel, etc; an 2,000m airport runway, (category 4) for Boeing 737 type aircraft, and a 60km 30KV transmission line.

Hidrelétrica de Miel I

Miel I Hydroelectric Power Plant



Bogotá – Colômbia



Cliente: **HIDROMIEL**

Projecto constituído por uma barragem de concreto rolado, com 188 m de altura, uma casa de máquinas subterrânea com três unidades tipo *Francis*, de 125 MW cada, túnel de desvio com 528 m de extensão e 12,10 m de diâmetro e túnel de fuga com 4,094 m de extensão e 9,64 m de diâmetro.

Client: **HIDROMIEL**

The project consists of a 188m high rolled concrete dam, an underground powerhouse with three Francis-type, 125MW power units; a 528m long, 12,10m dia deviation tunnel and a 4,094m long, 9,64m dia escape tunnel.

Usina Hidrelétrica de Itá

Itá Hydroelectric Power Plant



Rio Uruguai - Divisa SC/RS - Brasil

Cliente: **ITÁ ENERGÉTICA S.A.**

Execução das obras civis de Usina Hidrelétrica de Itá, com potência instalada de 1.450 MW, compreendendo:

- 5 túneis de desvio com diâmetro médio de 17 m e 550 m de extensão cada;
- 1 barragem de enrocamento com face de betão com altura máxima de 126 m e comprimento de 880 m;
- 3 barragens auxiliares com altura máxima entre 21 a 28 m e extensões de 410 a 510 m;
- 2 vertedouros em betão do tipo superfície, com comportas segmento. Casa de força em betão do tipo abrigada com 57 m de altura constando de 5 turbinas tipo *Francis*, eixo vertical com potência de 294 MW cada.

Montagens das cinco turbinas, pontes rolantes, comportas, grades, conduto forçado, pórticos rolantes, cinco geradores síncronos trifásicos e seis transformadores com potência de 305 MV e subestação blindada a gás, perfazendo aproximadamente 20 378 t.

Client: **ITÁ ENERGÉTICA S.A.**

Civil construction of the 1,450MW Itá Hydroelectric Plant, featuring:

- 5 550m diversion tunnels with average diameters of 17m
- 1 concrete face rockfill dam; maximum height: 126m; length: 880m;
- 3 auxiliary dams; maximum heights: 21 to 28m; lengths: 410 to 510m;
- 2 concrete surface spillways with segmented gates. A 57m high concrete powerhouse, and five 294MW vertical-shaft Francis turbines.

Installation of five turbines, gantry cranes, sluices, grates, penstock, roller gates, five electric synchronous generators (triphasic), six 305MV transformers and a gas-switch shielded substation, weighing a total of approximately 20,378 tonnes.

Usina Hidrelétrica Foz do Areia

Foz do Areia Hydroelectric Power Plant



Rio Bonito do Iguaçu (PR) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA ELÉTRICA – COPEL**

Obras civis da hidrelétrica Foz do Areia, com capacidade geradora de 2.511 MW, compreendendo, entre outros serviços: barragem de enrocamento com face de concreto, altura de 160 m e 828 m de comprimento; tomada d'água em estrutura de concreto com 73 m de altura; seis túneis forçados com diâmetro de 7,40 m e 220 m de extensão cada um. Montagem eletromecânica completa dos equipamentos hidrogeradores da usina.

Client: **COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA ELÉTRICA – COPEL**

Civil construction of Foz do Areia Hydroelectric Power Plant with 2,511MW installed capacity. Characteristics: 160m high, 828m long rockfill dam with concrete face; 73m high concrete intake structure; six 7.40m diameter penstock tunnels, 220m long each. Full electromechanical installation of the facility's hydro generators.

Usina Nuclear Almirante Álvaro Alberto Unidades I e II

Almirante Álvaro Alberto Nuclear Power Plant
Units I and II



Angra dos Reis (RJ) – Brasil

Cliente: **FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.**
(ANGRA I)
ELETROBRÁS TERMONUCLEAR S.A.
(ANGRA II)

Obras civis de infra e super-estruturas das centrais nucleares Angra I e II, com capacidade de geração de 626 e 1.300 MW de energia, respectivamente.

Obras de montagem mecânica e comissionamento nos prédios que compõem a unidade II da Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto. (consórcio)

Client: **FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.**
(ANGRA I)
ELETROBRÁS TERMONUCLEAR S.A.
(ANGRA II)

Civil engineering works on infrastructure and superstructure of the Angra I e II Nuclear Power Plants, with generation capacity of 626 and 1,300MW, respectively.

Electromechanical assembly and commissioning of the all equipment of the Unit II. (consortium)

Usina Hidrelétrica Pichi Picún Leufú

Pichi Picún Leufú Hydroelectric Power Plant



Rio Limay – Argentina

Cliente: **HIDROELÉCTRICA PICHÍ PICÚN LEUFÚ S.A.**

Construção civil da Usina Hidrelétrica de Pichi-Picún-Leufú, com capacidade geradora 261 MW, compreendendo barragem do tipo maciço compactado de cascalho e argila, vertedouro tipo superfície com seis comportas setor, casa de força para três unidades geradoras, tomada d'água e ponte de serviços.

Client: **HIDROELÉCTRICA PICHÍ PICÚN LEUFÚ S.A.**

Civil construction of the Pichi-Picún-Leufú Hydroelectric Power Plant (261MW generating capacity), including a compacted gravel and clay embankment, a surface spillway with six sector gates, a powerhouse for three generator units, a water intake and service bridge.

Rodovias

Roadways

Rodovia Carvalho Pinto Carvalho Pinto Highway



Jacareí (SP) – Brasil

Cliente: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S.A. – DERSA**

Construção da Rodovia Carvalho Pinto – Lote 2, compreendendo: terraplenagem, pavimentação, obras de arte especiais e correntes e obras complementares, numa extensão de 14,2 km.

Client: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S/A – DERSA**

Construction of 14.2km of Carvalho Pinto Highway, Section 2 (from sta. 560 to 1,270), comprising earthmoving, paving, construction of culverts and bridges, and related facilities.

Rodovia dos Imigrantes Imigrantes Highway



São Paulo (SP) – Brasil

Cliente: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S.A. – DERSA**

Construção do Trecho V (Serra) da Rodovia dos Imigrantes (ligação São Paulo-Santos), com extensão total de 2.547 m, envolvendo terraplenagem, pavimentação, construção de três túneis em solo e rocha, com extensão total de 538,40 m, e construção de sete viadutos em betão protendido, com extensão total de 1.558 m e vão máximo de 62 m.

Client: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S/A – DERSA**

Construction of 2,547m Section V of the Imigrantes Highway (the main route connecting São Paulo and Santos) through the mountains. Included earthmoving, paving, excavation and construction of three tunnels in soil and rock, totaling 538.40m in length, and construction of seven pre-stressed concrete viaducts with a 62m maximum span, totaling 1,558m in length.

Rodovia SP-65 – D.Pedro I Dom Pedro I – SP-65 Highway



Nazaré Paulista (SP) – Brasil

Cliente: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S/A – DERSA**

Execução de serviços de terraplenagem, pavimentação, drenagem, obras de arte correntes e complementares, obras de arte especiais, numa extensão de 50,3 km; construção de 32 pontes e viadutos, 12 unidades de trevos e retornos operacionais, passando pelos Municípios de Bom Jesus dos Perdões, Atibaia e Jarinu.

Client: **DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIO S/A – DERSA**

Earthmoving, paving, drainage, and related facilities on a 50.3km route. Construction of 32 bridges and overpasses, 12 cloverleaf interchanges and operational U-turns in the towns of Bom Jesus dos Perdões, Atibaia and Jarinu.

Via Interoceânica Norte Interoceanic North Roadway



Palma Roja – Equador

Cliente: **MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
Y COMUNICACIONES DEL ECUADOR**

Construção de 154 km de rodovias, divididos em 3 trechos:

- 1º - Aguarico (Lambaqui) - La Bonita (75 km), localizado na Cordilheira dos Andes e percorrendo parte da fronteira com a Colômbia;
- 2º - Rio Cuyabeno - Tipishca - Palma Roja (53,4 km), localizado na região amazônica equatoriana;
- 3º - Palma Roja - Puerto El Carmen de Putumayo (26 km), também localizado na região amazônica equatoriana.

Client: **MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
Y COMUNICACIONES DEL ECUADOR**

Construction of 154km of roadways in a three-stretch design:

- 1st - Aguarico (Lambaqui) - La Bonita (75km) in the Andes Mountains along the Colombian border;
- 2nd - Rio Cuyabeno - Tipishca - Palma Roja (53.4km) in the Ecuadorian Amazon region;
- 3rd - Palma Roja - Puerto El Carmen de Putumayo (26km) in the Ecuadorian Amazon region.

Rodovia Ilo-Desagüadero Ilo-Desagüadero Roadway



Mazocruz / Desagüadero / Puno – Peru

Cliente: **MINISTERIO DE TRANSPORTES,
COMUNICACIONES, VIVIENDA Y
CONSTRUCCIÓN**

Reabilitação e melhoramentos de 121 km de rodovias, divididos em 3 trechos: VI (Km 235 – Km 275); VII (Km 275 – Km 315); e VIII (Km 315 – Km 356). Movimentação de terras, pavimentação asfáltica a quente, obras de arte e de drenagem, sinalização horizontal e vertical.

OBS.: Os três trechos foram executados simultaneamente, cumprindo o prazo da obra que era de um ano para cada trecho, tendo sido entregues com um mês de antecipação. Os trechos se localizam no distrito de Santa Rosa, em Puno, e foram executados em altitudes que variam entre 4.200 e 4.500 m sobre o nível do mar, com temperaturas extremas de aproximadamente menos -15° graus centígrados.

Client: **MINISTERIO DE TRANSPORTES,
COMUNICACIONES, VIVIENDA
Y CONSTRUCCIÓN**

Rehabilitation and improvement of 121km of roadways in a three-stretch design: VI (Km 235 – Km 275); VII (Km 275 – Km 315); and VIII (Km 315 – Km 356). Earthmoving, asphalt paving, special finishing and drainage works and vertical and horizontal signaling.

Note: The three stretches were simultaneously constructed within the expected schedule of one-year for the construction for each stretch. All were delivered a month ahead of the schedule. The stretches are located in the Santa Rosa district, at Puno, and were built at altitudes ranging from 4,200 to 4,500 meters above sea level and temperatures as low as -15°C.

Via Expressa Interestadual I-40

Expansion of I-40 Expressway



Greensboro (Carolina do Norte) – EUA

Cliente: **DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES DA CAROLINA DO NORTE – NCDOT**

Projetado de ampliação e melhoria de um trecho de 9,3 km da rodovia expressa interestadual I-40. Essa é a via mais importante de escoamento do tráfego rodoviário que cruza o Estado da Carolina do Norte no sentido Leste-Oeste. Atualmente ela é composta por uma via dupla, com duas pistas em cada sentido. Com a ampliação, terá cinco pistas em cada sentido, com pavimento de concreto. Constam também do escopo do contrato a construção de rampas de acesso às vias de circulação secundária, a relocação de vias perimetrais de acesso, a execução de quatro novas interseções em desnível, o sistema de drenagem e as sinalizações vertical e horizontal.

Client: **DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES DA CAROLINA DO NORTE – NCDOT**

Expansion and improvements on a 9.3km-long section of the I-40 Expressway. I-40 is the state's main thoroughfare. It extends East-West with double-tracked lanes. After the expansion it will have five lanes in each direction with concrete pavement. The project includes construction of ramps accessing secondary routes, relocation of perimeter access lanes, construction of four new interchanges, drainage system and horizontal and vertical signaling.

Edificações
Buildings

Hotel Conrad Conrad Hotel



Punta del Este – Uruguai

Cliente: **BALUMA S.A.**

Construção e exploração de um hotel de categoria 5 estrelas, com 301 apartamentos, sendo 1 suíte presidencial, 25 suítes e 275 apartamentos. O hotel possui ainda centro de convenções e exposições, restaurantes, cassino e serviços anexos. A área externa é de 43.000 m² e a área construída é de 64.000 m², possui um total de 14 pavimentos e estacionamento coberto que comporta aproximadamente 300 veículos.

Client: **BALUMA S.A.**

Construction and management of a five-star, 14-story hotel with 301 rooms, 1 presidential suite, 25 suites and 275 apartments. Conrad boasts a convention center, restaurants, casino, and other services. Exterior area is 43,000m² and the build-up area is 64,000m². The hotel has a 300-vehicle parking facility.

Projeto Turístico Costa do Sauípe

Costa do Sauípe Tourist Complex



Mata de São João (BA) - Brasil

Cliente: **CAIXA DE PREVIDÊNCIA
DO BANCO DO BRASIL - PREVI**

Complexo turístico composto de cinco hotéis, uma vila, alojamento, centro dos funcionários, sistema viário, perenização das lagoas e diversas amenidades, tais como campo de golfe, centro eqüestre, parque aquático e parque seco, campo de futebol, cinco quadras polivalentes e quatro paddle, clube de tênis, centro de preservação da fauna e da flora, viveiro de plantas e trilhas ecológicas.

Área total construída: 133.529 m².

Client: **CAIXA DE PREVIDÊNCIA DO BANCO
DO BRASIL - PREVI**

A tourism and leisure complex comprising five hotels, a village, lodging area, worker center, road system, maintenance of perennial lagoons and leisure facilities such as: golf court, horseback riding, a water park and playground, soccer field, five multipurpose playing courts and four paddle courts, a tennis club, wildlife conservation center, plant nursery and ecological trails.

Total built-up area: 133,529m².

American Airlines Arena

American Airlines Arena



Miami (Flórida) – EUA



Cliente: **BASKETBALL PROPERTIES, INC.**

Complexo de esportes, cultura e lazer, na região central de Miami, executado pela Odebrecht, em parceria com a Morse Diesel, para o clube de basquete Miami Heat, da liga NBA. O ginásio, com capacidade para 20 mil espectadores, abriga em sua quadra jogos de basquete e outros esportes, espetáculos de circo, shows musicais e até patinação no gelo. O piso central tem 60 m de extensão e 27 m de largura. Este empreendimento foi realizado no modelo "Construction Management" (gerenciamento da construção).

Área construída total 130.064 m².

Client: **BASKETBALL PROPERTIES, INC.**

Asports, cultural and leisure complex in Miami's central area built by Odebrecht in a JV with Morse Diesel for the Miami Heat basketball team. The 20,000-seat arena hosts basketball and other ball games, circus shows, concerts and even ice skating performances. The central deck is 60m long and 27m wide. The entire project was built as a construction management contract.

Total construction area 130,064m².

Centro de Artes de Miami

Performing Arts Center



Miami (Flórida) – EUA

Cliente: **MIAMI-DADE COUNTY,
PERFORMING ARTS CENTER
MANAGEMENT OFFICE**

Complexo institucional de apresentações artísticas da cidade de Miami, consistindo de dois edifícios, cada um contendo um hall principal e áreas para ensaios, vestiários e escritórios. Outros destaques são o sistema de controle de som, o isolamento acústico e a renovação da Torre Sears. Área construída total 52.955 m².

Client: **MIAMI-DADE COUNTY,
PERFORMING ARTS CENTER
MANAGEMENT OFFICE**

The City of Miami's Performing Arts Center consists of two buildings, each with main hall, rehearsal areas, dressing rooms and offices. Other highlights include its sound control system, acoustics and restoration of the Sears Tower. Total construction area 52,955m².

Aeroportos

Airports

Aeroporto Internacional de Miami – Terminal Sul

Miami International Airport – South Terminal



Miami (Flórida) – EUA

Cliente: **DADE COUNTY, AVIATION DEPARTMENT**

Gerenciamento da construção da expansão do terminal sudeste do Aeroporto Internacional de Miami, abrangendo uma área de 148.640 m² e 15 novos portões internacionais.

Client: **DADE COUNTY, AVIATION DEPARTMENT**

Construction Manager at risk for the southern expansion of Miami International Airport, including 148,640m² and 15 new international concourses.

Aeroporto Internacional de Miami

Torre de Controle do Air FAA

Miami International Airport

FAA Air Traffic Control Tower



Miami (Flórida) – EUA

Cliente: **DADE COUNTY, AVIATION
DEPARTMENT**

Construção da nova torre de controle de tráfego aéreo, com 113 m de altura, 26 andares e um elevador entre o térreo e o piso 24. Ela substituiu a antiga torre, que mede 73 m. Trata-se de uma das mais altas torres desse tipo nos EUA.

Client: **DADE COUNTY, AVIATION
DEPARTMENT**

New 113m high, 26 story air traffic control tower and an elevator between the 1st (ground) and 24th floors. It replaces the old 73m high tower. One of the tallest constructions of its kind in the USA.

Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro

Pistas e obras complementares

Rio de Janeiro International Airport
Landing strips and complementary works



Rio de Janeiro (RJ) - Brasil

Cliente: **EMPRESA BRASILEIRA DE
INFRA-ESTRUTURA
AEROPORTUÁRIA - INFRAERO**

Execução de pavimentação e obras complementares do Complexo Aeroportuário, com capacidade de embarque de 8 milhões de passageiros/ano, compreendendo: complexo 09.27, constando de pavimentação da pista de pouso 09.27, pista de rolamento, saídas rápidas, pátios de aeronaves, redes de dutos elétricos e eletrônicos, subestação de cabeceira, postos de bombeiro e salvamento marítimo, sistemas elétricos e eletrônicos, montagem de equipamentos de proteção de vôo visual, ILS-ALS, terminal de carga aérea, enlameamento, cercas, estradas de manutenção e vigilância, adutora da área industrial, sinalização, drenagem e obras complementares, execução das placas de concreto protendido com espessura de 18 a 22 cm, placas de concreto simples com espessura de 36 cm e concreto asfáltico. Execução das obras e serviços do complexo 14.32, constando de recuperação da pista de pouso 14.32, sistema de drenagem, sistema eletro-eletrônico, grama, cercas e serviços complementares na área do aeroporto.

Client: **EMPRESA BRASILEIRA DE
INFRA-ESTRUTURA
AEROPORTUÁRIA - INFRAERO**

Paving and complementary works for an airport complex equipped to handle 8 million passengers/year. Project included a 09.27 runway, taxiways, rapid exits and aprons; network of electric and electronic cable ducts; runway head power substation; fire brigade and sea rescue services; electric and electronic systems; erection and installation of ILS-ALS flight protection equipment; cargo terminal; surface leveling; fences; maintenance and surveillance roads; water main to the shopping area; signposting and signaling; drainage facilities; and complementary works. Execution of 18cm and 22cm thick pre-stressed concrete plates; 36cm thick plain concrete plates, and asphalt concrete paving. Upgrading of complex 14.32, consisting of rehabilitation of runway 14.32; drainage system; electric and electronic systems, grass planting, fences; and complementary works in the airport area.

Aeroporto de Recife

Terminal de Passageiros de Guararapes

Recife Airport
Guararapes Passenger Terminal



Recife (PE) – Brasil

Cliente: **EMPRESA BRASILEIRA
DE INFRA-ESTRUTURA
AEROPORTUÁRIA – INFRAERO**

Construção de um edifício garagem, com 71.500 m² de área, composto por cinco pavimentos, quatro elevadores e capacidade para 2.021 veículos. Fundações em estacas pré-moldadas, com diâmetros entre 300 e 600 mm, em concreto centrifugado, num total de 19.556 m, e laje nervurada, num total de 51.105 m². Construção de um terminal de passageiros para atender um tráfego doméstico anual de 4,5 milhões de passageiros e um tráfego internacional de 0,5 milhão de passageiros/ano. O terminal possui quatro pavimentos – embarque, desembarque, andar técnico e terraço panorâmico – seis esteiras de restituição de bagagem, nove escadas rolantes, 10 elevadores e 11 pontes de embarque, numa área de 47.444 m². Utilização de 455 estacas pré-moldadas em concreto centrifugado, com comprimento médio de cravação de 30 m, e 1.771 t de estrutura metálica SAC 41.

Client: **EMPRESA BRASILEIRA
DE INFRA-ESTRUTURA
AEROPORTUÁRIA – INFRAERO**

Construction of a 5 floor 71,500m² parking structure designed for 2,021 vehicles, with foundations in pre-cast piles of diameter of 600 to 300mm in centrifuged concrete, total of 19,556m, 51,105m² ribbed slab and four elevators. Passenger terminal to handle 4.5 million passengers/year (domestic) and 0.5 million passengers/year (international). Built-up area of 47,444m² including four floors (departures, arrivals, technical pavement and panoramic terrace), 455 pre-cast centrifuged concrete piles with average driving extension of 30m. SAC 41, 1,771t metal structure, six baggage claim conveyors, nine escalators, 10 elevators and 11 departure gates/bridges.

Aeroporto Francisco Sá Carneiro

Francisco Sá Carneiro Airport



Porto - Portugal

Cliente: **AEROPORTOS DE PORTUGAL S.A. - ANA**

Construção e ampliação das áreas de manobra (fase 1) para norte da zona terminal, placa de estacionamento de aeronaves, caminhos de circulação, rede de drenagem e revisão de emissário de águas pluviais, redes de infra-estrutura para instalação subterrânea de eletricidade, iluminação e telecomunicações.

Client: **AEROPORTOS DE PORTUGAL S.A. - ANA**

Construction and expansion of the aprons (phase 1) north of the terminal zone, aircraft parking aprons, runways, drainage network and revision of the storm-water main, infrastructure systems for the underground installation of electricity, lighting and telecommunications.

Metro

Light Rail

Extensão Brickell Metromover

Miami Metromover Brickell Extension



Miami (Flórida) – EUA

Cliente: **METRO DADE TRANSIT AGENCY**

Ampliação sul do metrô elevado da cidade de Miami, com extensão de 1,8 km, composto por unidades remotas operadas automaticamente, que integra a região mais nobre do centro financeiro da cidade ao trem urbano, com altura variando entre 6 e 23 metros.

Client: **METRO DADE TRANSIT AGENCY**

Expansion of Miami's 1.8km remote-controlled elevated metro train in the city's financial center. Heights of viaducts range from 6 to 23 meters.

Metro de Caracas – Linhas III e IV

Caracas Metro – Lines III and IV



Caracas - Venezuela

Cliente: **C.A. METRO DE CARACAS**
MINISTÉRIO DE INFRA-ESTRUTURA

Obras civis do trecho I da Linha IV do Metro de Caracas, com 5,5 km de extensão. O projeto ainda inclui a ampliação de uma estação de passageiros, a construção de mais quatro estações, túneis paralelos em escudo, com 3.634 m de extensão cada, num total de 7.268 m, túneis em NATM paralelos, com 487 m de extensão cada, num total de 974 m e *Cut Cover* de 1.380 m (inclui estações).

A nova Linha III terá quatro estações: Los Jardines, Coche, Mercado e La Rinconada com 5,9 km de extensão. As obras também incluem 8 km de túneis escavados com *shield*.

Client: **C.A. METRO DE CARACAS**
MINISTÉRIO DE INFRA-ESTRUTURA

Civil construction of 5.5km (stretch 1) of Line IV of Caracas's Metro, including construction of four metro stations, expansion of one station, two parallel TBM-bored tunnels, 3,634m each, totaling 7,268m; two 487m tunnels built in parallel (totaling 974m) using the NATM, and cut-and-cover of 1,380m (including Metro stations).

The new line 5.9km long subway Line III will boast four stations: Los Jardines, Coche, Mercado and La Rinconada. Besides the four stations, Odebrecht will also shield-bore 8km of tunnels.

Metro Los Teques

Los Teques Metro



Caracas – Venezuela

Cliente: **C.A. METRO DE CARACAS**
MINISTÉRIO DE INFRA-ESTRUTURA

Metro sub-urbano, entre a estação Las Adjunta [estação terminal da linha II do Metro de Caracas] e a estação El Tambor, na cidade de Los Teques. Possui um comprimento aproximado de 9,5 km e suas obras principais são:

- duas trincheiras;
- sete túneis mineiros;
- 15 pontes, com um comprimento total de 803 m;
- 24 trechos de vias a nível, com um total de 5.226 m;
- a estação El Tambor;
- o terminal de transporte público.

Client: **C.A. METRO DE CARACAS**
MINISTÉRIO DE INFRA-ESTRUTURA

Suburban subway system between Las Adjunta station [terminal station of the line II of the Caracas subway] and El Tambor station, in the city of Los Teques. It has an approximate length of 9.5km and includes:

- two trenches;
- seven mining tunnels;
- 15 bridges with total length of 803m;
- 24 sections of level ways with a total of 5,226m;
- El Tambor station;
- public transport terminal.

Metro de São Paulo – Ramal Paulista

São Paulo Metro – Paulista Line



São Paulo (SP) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO**

Execução das obras civis das estações metropolitâneas Brigadeiro e Trianon, que compreenderam: os acessos, o corpo central e salas técnicas, os mezaninos, a plataforma de acesso, os poços e dutos de exaustão e os poços de alívio e construção dos túneis pelo método NATM sob as Estações Brigadeiro e Trianon.

Client: **COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO**

Civil construction at Brigadeiro and Trianon stations consisting of accesses, central body, maintenance rooms, mezzanines, access platform, exhaust shafts and ducts and relief shaft. Construction of tunnels using the NATM method.

Metro Rio de Janeiro – Lote 8

Rio de Janeiro Metro – Lot 8



Rio de Janeiro (RJ) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA DO METROPOLITANO DO RIO DE JANEIRO**

Obras civis do lote 8 da linha prioritária do Metrô do Rio de Janeiro, com extensão de 1.005 m. A obra foi totalmente executada a céu aberto e apresenta como aspecto mais importante o Setor 1, que tem dois trechos em galerias; os primeiros 200 m foram construídos em região densamente edificada e nos últimos 100 m foram executados serviços em desmonte em rocha.

O Setor 2, representado pela Estação Marquês de Abrantes, onde predominaram escavações em rocha, também foi executado nas proximidades de edifícios habitados.

Client: **COMPANHIA DO METROPOLITANO DO RIO DE JANEIRO**

Civil construction of lot 8 of the Rio de Janeiro Metro's priority line (length: 1,005m). The project was built above ground and involved the most important aspect of Sector 1, where two stretches run through galleries; the first 200m were built in a densely built-up area and the last 100m required blasting through rock. Sector 2 included Marquês de Abrantes Station. The main feature of this project was excavation through rock, which was also done near inhabited buildings.

Trem Metropolitano da Cidade do Recife – METROREC

Recife Metropolitan Train – METROREC



Recife (PE) – Brasil

Cliente: **EMPRESA BRASILEIRA DE TRANSPORTES URBANOS – EBTU**

Metrô de superfície com 20,5 km de via dupla – em bitola de 1,60 m, eletrificada por rede aérea, monitorizada por sistemas de sinalização e telecomunicação computadorizados para controle e proteção do tráfego – com capacidade para transportar 400 mil passageiros/dia, utilizando 25 trens e 17 estações de passageiros. O projeto compreendeu ainda a construção de edifícios administrativos e operacionais, oficinas e almoxarifados, num total de 70.088 m² de área construída. As obras constaram de terraplenagem, pavimentação, drenagem, obras complementares, obras de arte especiais (288 m de pontes, 1.378 m de viadutos e 45 m de passarelas), supra-estrutura ferroviária, instalações elétricas, de ar-condicionado, de combate a incêndio, hidro-sanitárias e sistema de ar-comprimido.

Cliente: **EMPRESA BRASILEIRA DE TRANSPORTES URBANOS – EBTU**

Light rail system with 20.5km of double track on a 1.60 gauge, electrified by overhead wiring, monitored by computerized telecommunications and signaling for traffic control and protection with capacity to transport 400,000 passengers per day with the use of 25 trains and 17 passenger stations. Administrative and operational buildings, shops, warehouses – total built-up area: 70,088m². The job included also grading, paving, drainage, complementary structure, special structures (288m of bridges, 1,378m of viaducts and 45 pedestrian bridges), railway superstructure, electrical, air conditioning, and fire-fighting systems, sewer system, and compressed air system.

Metro do Distrito Federal

Federal District Metro



Brasília (DF) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA URBANIZADORA DA NOVA CAPITAL – NOVACAP**

Implantação do metrô, em bitola de 1,60 m, com capacidade para transportar 20 mil passageiros por hora, no corredor sudoeste da cidade de Brasília e interligando o Plano Piloto a cinco cidades satélites, através de 40 km de extensão, sendo 11 km em túnel e 29 km em superfície, 33 estações e 80 veículos.

Client: **COMPANHIA URBANIZADORA DA NOVA CAPITAL – NOVACAP**

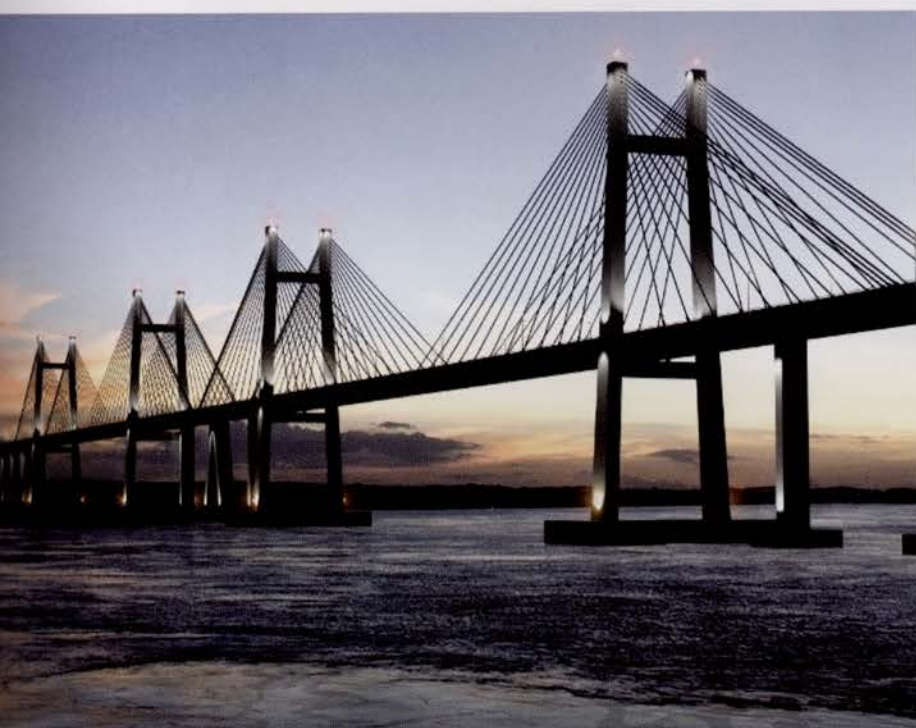
Subway system with 1.60m gauge, capable of transporting 20,000 passengers per hour in the Southwest corridor of the city of Brasília, connecting the City Pilot Plan to five surrounding cities by means of a 40km track, including 11km through tunnels and 29km on surface, 33 stations and 80 vehicles.

Pontes e Viadutos

Bridges and Viaducts

Ponte mista sobre o Rio Orinoco

Mixed Bridge on the Orinoco River



Puerto Ordaz - Venezuela

Cliente: **CORPORACIÓN VENEZOLANA DE GUAYANA – CVG**

Construção de ponte mista rodo-ferroviária sobre o Rio Orinoco, com fundações em tubules de betão e camisa metálica, superestrutura com vigas metálicas e laje de betão. A ponte é composta por três torres com estaiamento dos vãos centrais, sendo dois vãos de 360 m e dois de 150 m. Os demais vãos são de 48 m. A extensão total da ponte será de 3 200 m e terá 22,40 m de largura, sendo duas pistas em cada sentido e uma linha ferroviária no centro, montada em um espaço de 6 m de largura.

Client: **CORPORACIÓN VENEZOLANA DE GUAYANA – CVG**

Construction of a mixed road-railroad bridge over the Orinoco River, with concrete tube foundations and metal coating, superstructure with metal beams and concrete flagstone. Composed of three towers with support of the central spans, two of which are 360m and two 150m long. The other spans are 48m long. The total length of the bridge will be 3,200m, with a width of 22.40m, with two lanes in each direction and a railroad track in the center.

Terceira Ponte de Vitória *Vitória's Third Bridge*



Vitória (ES) – Brasil

Cliente: **USINAGEM MECÂNICA
E METALURGIA LTDA. – USIMEC**

Ponte rodoviária ligando a Ilha de Vitória à cidade de Vila Velha (Continente Sul), com 3.339 m de extensão e altura de 60 m em relação à lamina d'água, executada com 10 apoios, pelo processo de "balanços sucessivos", 42 vãos de superestrutura, sistema de arrecadação/pedágio (14 cabines), sistema de radiocomunicação e circuito fechado de televisão.

Client: **USINAGEM MECÂNICA
E METALURGIA LTDA. – USIMEC**

A 3,339m long, 60m high sea bridge linking Vitória Island to the southern mainland town of Vila Velha. Built with over 10 spots supporting overhang arch with 42 spans. 14 booth toll plaza, radio communication system and CCTV.

Projeto Golden Glades *Golden Glades Project*



Miami (Flórida) – EUA

Cliente: **FLORIDA DEPARTMENT
OF TRANSPORTATION – FDOT**

Construção de viaduto rodoviário, utilizando vigas pré-moldadas de 46 m, com duas faixas de 9,5 m de largura e 2,5 km de extensão, situado em rodovia federal, cruzando a maior intersecção rodoviária da Flórida, com um tráfego superior a 400 mil veículos por dia.

Client: **FLORIDA DEPARTMENT OF
TRANSPORTATION – FDOT**

Construction of an interchange using 46m pre-cast beams, with two 9.5m wide roads, each 2.4km in length, located on a federal highway and crossing Florida's biggest road junction, with a traffic volume of over 400,000 vehicles per day.

Ponte Merrill Barber (Vero Beach)

Merrill Barber Bridge (Vero Beach)



Indian River County (Flórida) – EUA

Cliente: **FLORIDA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION**

Ponte rodoviária em betão, construída em substituição à ponte basculante existente, cuja demolição também foi realizada pela Odebrecht. A nova ponte era uma reivindicação antiga a população de Vero Beach, situada a 200 km ao norte de Miami, e veio melhorar o tráfego, facilitando a vida de moradores e visitantes. A ponte foi erguida em um região que abriga várias espécies da fauna e da flora protegidas por legislação ambiental, sendo um dos ecossistemas mais ricos da Flórida. As empresas construtoras assumiram o compromisso de zelar pela preservação da natureza local, e 50 mil m² de manguezais foram recuperados.

Client: **FLORIDA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION**

Concrete road bridge built to replace the existing bascule bridge, which Odebrecht demolished. Residents of Vero Beach, 200km north of Miami, had been demanding a new bridge for many years. The crossing has improved traffic conditions and made life easier for residents and visitors. The bridge was built in an area that contains one of Florida's richest ecosystems, where several plant and animal species are protected by environmental legislation. The contractors undertook to protect the environment in that area and restored 50,000 square meters of mangroves.

Ponte Governador Colombo Sales

Governador Colombo Sales Bridge



Florianópolis (SC) – Brasil

Cliente: **GOVERNO DO ESTADO DE SANTA CATARINA**

Construção de uma ponte rodoviária e dois viadutos de acesso, em concreto protendido, ligando a ilha de Santa Catarina ao continente. A ponte possui 915 m de comprimento, sendo 765 m sobre o mar, 17 m de largura, altura máxima de 18 m, quatro pistas de tráfego, oito vãos de 75 m, um vão central de 160 m, ladeado por dois vãos de 77,5 m, e fundações em tubulações a ar comprimido de 1,5 m de diâmetro. Os viadutos possuem 311,9 m de comprimento, 17 m de largura e fundações em estacas metálicas.

Client: **GOVERNO DO ESTADO DE SANTA CATARINA**

Construction of a 915m long, 17m wide [765m over the sea] road bridge and two access viaducts in pre-stressed reinforced concrete, connecting Santa Catarina Island to the mainland. Maximum height 18 meters, four traffic lanes, eight 75m spans, central 160m span with two side 77.5m spans. Foundations in 1.5m/diameter compressed-air piles. Viaducts are 311.90m long and 17m wide on metal pile foundations.

Ferrovias

Railways

Ferrovias do Aço

Steel Railway



Congonhas / Jeceaba (MG) – Brasil

Cliente: **MINERAÇÕES BRASILEIRAS REUNIDAS – MBR**

A Odebrecht foi responsável por 20 km da Ferrovia do Aço, responsável por transportar o minério de ferro da Mina do Pico até o Porto de Sepetiba, no Rio de Janeiro. O trabalho envolveu variados graus de dificuldade, já que se trata de uma região de geografia acidentada, o que exigiu a construção de um grande número de obras-de-arte, entre as quais nove viadutos, de até 50 m de altura, e 1,2 km de túneis em rocha, com seção de 45 m². Pela existência de grande número de nascentes e cursos d'água, cuja canalização foi necessária, a obra provocou um volume de terraplenagem de 2 milhões de m³, em região de grande precipitação pluviométrica.

Client: **MINERAÇÕES BRASILEIRAS REUNIDAS – MBR**

O debrecht was responsible for 20km of the Steel Railway which is responsible for the transportation of iron ore from the Pico Mine to Sepetiba Port in Rio de Janeiro. The work involved varying degrees of difficulty because of the rough terrain, which required construction of a large number of projects, including nine viaducts up to 50m in height, and 1.2km of rock tunnels with a 45m² section. Due to the presence of a large number of water sources and waterways, the channeling of which was necessary, a 2 million m³ of earth was moved in a region with heavy rainfall.

Ferrovía Carajás

Carajás Railway



Marabá (PA) / São Luís (MA) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA VALE DO RIO DOCE**
CVRD

Obras da ferrovia em bitola de 1,60 m, com capacidade para transportar, em sua 1ª fase, 15 milhões de t/ano de minério, desde a Mina de Carajás, no Estado do Pará, até o Terminal Ferroviário de Ponta da Madeira, em São Luís, no Maranhão. Seus 890 km de extensão foram executados pelo processo de lançamento em frente única, tecnologia que possibilitou um recorde na colocação de dormentes. Foi ainda acrescentada à linha principal a construção de 18 pátios de cruzamento e ramais ferroviários.

Client: **COMPANHIA VALE DO RIO DOCE**
CVRD

Construction of 1.60 m-gauge railway, transporting in its 1st stage 15 million t/year of iron ore from the Carajás Mine in Pará State to the Railway Terminal at Ponta da Madeira in São Luís, Maranhão. Its 890-km of track were laid using the single-front technology, setting a record in sleeper placement. As a further addition to the main line, 18 shunting yards and railway branch lines were built.

Ferrovía La Loma – Santa Marta

La Loma – Santa Marta Railway



Santa Marta – Colômbia

Cliente: **EMPRESA COLOMBIANA
DE VÍAS FÉRREAS – FERROVIAS**

Reconstrução de 223 km (incluindo 31 km de variante) da rede férrea nacional, incluindo projeto, fabricação, montagem e colocação em operação de toda superestrutura, sistemas de sinalização e comunicação de controle, bem como, substituição de todos os bueiros existentes e recomposição dos aterros.

Client: **EMPRESA COLOMBIANA
DE VÍAS FÉRREAS – FERROVIA**

Reconstruction of 223km (including a 31km spur) of the Colombia National Railway network which included fabrication, assembly and superstructure, signaling and communication systems, replacement of all existing culverts, restructuring of fills.

Modernização da Linha do Norte

Trecho 2/1 – Entroncamento / Albergaria

Trecho 2/2 – Albergaria / Alfarelos

Modernization of "Linha do Norte" (Northern Line)

Stretch 2/1 – Entroncamento / Albergaria

Stretch 2/2 – Albergaria / Alfarelos



Albergaria-dos-Doze – Portugal

Cliente: **REDE FERROVIÁRIA NACIONAL, EP
REFER**

Trecho 2/1

Construção de uma nova super-estrutura ferroviária e respectivas infra-estruturas de apoio ao sistema ferroviário, numa extensão de, aproximadamente, 40 km. Os serviços incluem: terraplanagem, drenagens, via, catenária, sinalização, obras de arte, muros de suporte, vedações e reformulação e construção de estações e interfaces.

Trecho 2/2

Remodelação da via e catenária, retificação do traçado e remodelação de quatro estações e quatro apeadeiros. Os serviços compreendem terraplanagem, drenagem e vedação.

Client: **REDE FERROVIÁRIA NACIONAL, EP
REFER**

Stretch 2/1

Construction of a new superstructure and support infrastructure for a railroad system. Total length: approximately 40km. Main features: earthmoving, drainage, right-of-way, catenaries, signaling, viaducts, support walls, waterproofing and reformulation and construction of stations and interfaces.

Trecho 2/2

Refurbishing right-of-way and catenaries, rectifying the route and remodeling four stations and four flag stops. The work included earthmoving, drainage and waterproofing.

Abastecimento e Irrigação

Supply and Irrigation

Projeto de irrigação Santa Elena

Santa Elena irrigation Project



Guayaquil – Equador

Cliente: **COMISIÓN DE ESTUDIOS PARE EL DESARROLLO DE LA CUENCA DEL RÍO GUAYAS – CEDEGÉ**

Projeto de irrigação constando de estação de bombeamento, sub-estação de 138 kv, 6.488 m de túneis com seção transversal em ferradura com 5 m de altura e 78.113 m de canal revestido em concreto. Área irrigada de 11.000 ha. Barragem e diques marginais constituídos para acumular 280 milhões de m³ de água destinados à irrigação de 4.387 ha, através de canal revestido em concreto armado, com 24,5 km de extensão e vazão de 12,5 m³/s.

Client: **COMISIÓN DE ESTUDIOS PARE EL DESARROLLO DE LA CUENCA DEL RÍO GUAYAS – CEDEGÉ**

Irrigation project consisting of pumping plant, 138kV power substation, 6,488m of 5m high horse-shoe-shaped tunnels, 78,113m of concrete-lined channels. Irrigated area: 11,000ha. The dam and adjoining dikes form a 280 million m³ reservoir to irrigate 4,387 ha through a reinforced concrete-lined, 24.5km waterway with a flow of 12.5m³/s.

Interligação das Águas dos Rios Chone e Portoviejo

Interconnection of the Rivers Chone and Portoviejo



Manabi – Equador

Cliente: **CENTRO DE REABILITAÇÃO DE MANABI – CRM**

O projeto de interligação das águas dos rios Chone e Portoviejo incluiu o túnel La Esperanza – Poza Honda, com 11,1 km de extensão e 4,05 m de diâmetro; o túnel Poza Honda – Mancha Grande, com 4,4 km de extensão e 4,05 m de diâmetro; o Canal Severino, de 6 km de extensão e capacidade para 16 m³/s de água; a estação de bombeamento Severino, composta por seis bombas com capacidade de 3,2 m³/s cada; e estradas de acesso.

Client: **CENTRO DE REABILITAÇÃO DE MANABI – CRM**

The interconnection of the rivers Chone and Portoviejo includes the tunnel Esperanza – Poza Honda, 11.1km long and with a diameter D=4,05m, the Poza Honda – Mancha Grande tunnel, 4.4km long and with a diameter D=4,05m, the Severino channel, 6km long and with a 16m³/s water flow, the Severino pumping plant, with six 3.2m³/s pumps and access roadways.

Projeto Chavimochic – Fase I

Chavimochic Project – Phase I



Região "Victor Raul Haya De La Torre" – Peru

Cliente: **INSTITUTO NACIONAL
DE DESARROLLO – INADE**

Detalhamento e execução de uma central hidrelétrica com potência de 7,5 MW, através da captação das águas do canal principal do Projeto de Irrigação Chavimochic, para atender a cidade de Viru. O projeto compreendeu execução de obras hidráulicas de derivação do Rio Santa destinadas à irrigação dos vales de Chao, Viru e Pampas de Pur-Pur, atingindo uma área total de 143 mil ha; execução de obras civis e fornecimento de equipamentos e maquinários para uma agroindústria de pasta de tomate, com capacidade de 20 mil t/ano.

Client: **INSTITUTO NACIONAL
DE DESARROLLO – INADE**

Engineering and construction of a 7.5MW hydroelectric power plant using water from Chavimochic main irrigation channel to supply the city of Viru. Project includes the diversion of the Santa River to irrigate the Chao, Viru and Pampas de Pur-Pur valleys, covering a 143,000ha area; construction of a tomato paste plant to produce 20,000t/year including machinery and equipment supply.

Aqueduto da Linha Noroeste

Northwest Line Aqueduct



República Dominicana

Cliente: **PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – INAPA**

O aqueduto terá 250 km de extensão e vai abastecer 30 cidades e 250 vilas, nas quais vivem cerca de 800 mil pessoas. Os tubos são fabricados no Brasil pela empresa francesa Saint Gobain, em sua fábrica de Volta Redonda (RJ).

Client: **PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – INAPA**

A 250km pipeline that will supply water to 30 cities and 250 villages for the benefit of more than 800,000 people. The French company Saint Gobain fabricates the pipes in Brazil at its plant in Volta Redonda (Rio de Janeiro State).

Projeto de Irrigação Formoso "A"

Formoso "A" Irrigation Project



Bom Jesus da Lapa (BA) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO SÃO FRANCISCO CODEVASF**

Sistema de irrigação por aspersão com 10.244 ha de área bruta. Desse total, 5.104 ha constituem área de colonização dividida em 1.073 lotes, beneficiando igual número de famílias. Os 5.140 ha restantes fazem parte da área destinada aos produtores empresários. A obra consiste em uma estação de bombeamento principal, com vazão total de 9,56 m³/s; dois adutores de recalque, numa extensão de 1.210 m cada; canais principal e secundário, numa extensão de 71.220 m; e rede de aspersão com 118,5 km de extensão.

Client: **COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DO VALE DO SÃO FRANCISCO CODEVASF**

Aspersion irrigation system covering a gross area of 10,244ha, of which 5,104ha form a settlement area divided into 1,073 lots, having as beneficiaries the same number of families. The remaining 5,140ha are for businesses. The system includes one main pumping plant with a total flow of 9.56m³/s; two pressure lines, each 1,210m long; main and secondary channels with a total length of 71,220m; and an 118.5km aspersión system.

Obras Industriais

Industrial Projects

Plataforma Semi-Submersível P-XVIII

Semi-Submersible Petrobras P-XVIII



Cingapura e Paranaguá (PR) / Bacia de Campos (RJ) - Brasil

Cliente: **PETRÓLEO BRASILEIRO S. A.**
PETROBRAS

Contrato *turn-key* para projeto, fornecimento, construção, pré-comissionamento e comissionamento da maior plataforma semi-submersível para exploração e produção de petróleo do mundo, com capacidade para 100 mil barris/dia de óleo e 2.000.000 Nm³ de gás por dia.

Planta de Produção: 2 mil t
Plataforma: 18 mil t
Comprimento: 98 m
Largura: 85 m
Altura: 44 m
Deslocamento: 36 000 t

Client: **PETRÓLEO BRASILEIRO S. A.**
PETROBRAS

Turn-key contract for design, procurement, construction, pre-commissioning and commissioning of the world's largest semi-submersible offshore oil exploration and production platform, capable of producing 100,000 bbl/day of oil and 2,000,000Nm³/day of natural gas.

Production Plant: 2,000t
Platform: 18,000t
Length: 98m
Width: 85m
Height: 44m
Displacement: 36,000t

Planta de Eteno – Copesul

Ethylene Plant – Copesul



Pólo Petroquímico de Triunfo (RS) – Brasil

Cliente: **COMPANHIA PETROQUÍMICA DO SUL – COPESUL**

Contrato do tipo "EPC" (Engineering, Procurement and Construction), na modalidade "Aliança", para implantação do PAC – Projeto de Ampliação da Capacidade da Copesul, objetivando elevar a produção de eteno de 630 mil t/ano para 1,135 milhão t/ano, além de outros derivados.

Client: **COMPANHIA PETROQUÍMICA DO SUL – COPESUL**

Alliance EPC (Engineering, Procurement and Construction) contract for PAC – Copesul Increasing Capacity Project, to increase ethylene production from 630,000t/year to 1,135,000t/year, including other facilities.

Fábrica da Celulosa Arauco

Celulosa Arauco Pulp Mill



Arauco – Chile

Cliente: **CELULOSA ARAUCO Y
CONSTITUCIÓN S.A.**

Construção civil e montagem eletromecânica da nova planta de celulose, com capacidade de 350 mil t/ano, compreendendo as seguintes áreas: digestão contínua, pasta marrom e desfibramento por oxigênio, branqueamento, preparação de massa, máquina de celulose, evaporadores, caldeira de recuperação (2 mil t/dia de sólidos e 250 t/hora de vapor), caustificação, forno de cal, caldeira de força (capacidade de 120 t/hora de vapor), turbogerador de 50 MVA e *pipe rack*. Foram montadas 14 mil t de equipamentos, 8 mil t de estruturas e 23 mil t de tubulações, foram instalados 700 mil m de cabos e aplicados 90 mil m³ de betão.

Client: **CELULOSA ARAUCO
Y CONSTITUCIÓN S.A.**

Construction and electromechanical assembly of a new 350,000t/year pulp plant mill, comprising: continuous pulping, brown stock, oxygenated screening, bleaching, pulp preparation, pulp equipment, evaporators, recovery boiler, (2,000t/day solids and 250t/hour steam), causticizing, lime kiln, power boiler (capacity 120t/hour steam), 50 MVA turbo generator and pipe rack. Installed 14,000t of equipment, 8,000t of structures, 23,000t of piping, and 700,000m of cables, and poured 90,000m³ of concrete.

Usina Termelétrica de Três Lagoas

Três Lagoas Thermoelectric Power Plant



Três Lagoas (MS) - Brasil

Cliente: **PETRÓLEO BRASILEIRO S.A.**
PETROBRAS

Serviços de engenharia, suprimento, construção, montagem, com fornecimento de materiais, testes e comissionamento da termelétrica de Três Lagoas, executados em duas fases: a primeira para operação em ciclo aberto (utilizando apenas as turbinas a gás), através da queima de gás em quatro turbo-geradores de 62 MW de potência cada; e a segunda, em ciclo combinado (que inclui as caldeiras recuperadoras e turbinas a vapor), na qual serão incorporadas duas unidades turbo-geradoras a vapor de 80 MW cada. A planta utilizará cerca de 2 milhões m³ por dia de gás natural, fornecidos através de 33 km do gasoduto Bolívia-Brasil, e terá capacidade de produção de, aproximadamente, 248 MW na primeira fase e 400 MW na segunda fase.

Client: **PETRÓLEO BRASILEIRO S.A.**
PETROBRAS

Engineering services, procurement, construction, assembly with material supply, tests, and the commissioning of Três Lagoas thermoelectric plant carried out in two stages. The first stage comprised the open cycle operation (with the utilization of the gas turbines), burning natural gas through four, 62MW turbo-generators. The second stage was the execution of the combined cycle (comprising the reclaiming boilers and steam turbines) to which two 80MW steam turbo-generators will be attached. The plant will utilize near 2 million m³ of natural gas daily supplied through a 33 kilometer stretch of the Bolivia-Brazil gas pipeline. It will boost a 248MW generation capacity in its first stage and 400MW in the second stage.

Gasoduto Bolívia-Brasil (Trechos IX e XIII) Bolivia-Brasil Gas Pipeline (Sections IX and XII)



Trecho IX – Campinas / Ribeirão Branco (SP) – Brasil
Trecho XIII – Criciúma (SC) / Porto Alegre (RS) – Brasil

Cliente: **PETRÓLEO BRASILEIRO S. A.**
PETROBRAS

Construção e montagem de dois trechos da linha principal Campinas-Porto Alegre, sendo:

- Trecho IX – Campinas-Ribeirão Branco (SP), com 253 km de extensão e condutas de 24" de diâmetro;
- Trecho XIII – Criciúma (SC)-Porto Alegre (RS), com 250 km de extensão e condutas de 16" de diâmetro.

Client: **PETRÓLEO BRASILEIRO S. A.**
PETROBRAS

Construction and installation of two stretches of the Campinas/Porto Alegre trunk line, including:

- Stretch IX – Campinas/Ribeirão Branco (SP), 253km in length, using 24" diameter pipe;
- Stretch XIII – Criciúma (SC) / Porto Alegre (RS), 250km in length, using 16" diameter pipe.

Unidade Industrial de Quebrada Blanca "Quebrada Blanca" Industrial Unit



Quebrada Blanca - I Region - Chile

Cliente: **COMPAÑÍA MINERA
QUEBRADA BLANCA**

Obras civis e montagem eletromecânica da unidade industrial para beneficiamento de 75.000 t/ano de concentrado de minério de cobre, a 4.500 m de altitude, na Cordilheira dos Andes.

Client: **COMPAÑÍA MINERA
QUEBRADA BLANCA**

Civil construction and electromechanical installation of industrial facility to process 75,000 tonnes/year of copper ore concentrate at 4,500m above sea level in the Andes Mountains.

Projeto Cantarell "Cantarell" Project



Tampico – México



Cliente: **PETROLEOS MEXICANOS – PEMEX**

S eis plataformas habitacionais, quatro inteiramente novas e duas modernizadas, como parte do Projeto Cantarell, da estatal mexicana Pemex, para ampliar e modernizar a produção de Akal, o maior campo produtor do México e um dos maiores do planeta. Os módulos habitacionais foram fabricados na Inglaterra e as jaquetas, os decks de operação, as estacas de fixação e as pontes de ligação entre elas foram construídos no México. Os módulos habitacionais oferecem conforto semelhante ao de um hotel de nível médio, com sistema de ar-condicionado central, paredes anti-fogo. São edifícios de três tamanhos diferentes: um oferece 250 leitos; três dispõem de 200 leitos; e outros dois têm 63 leitos.

Client: **PETROLEOS MEXICANOS – PEMEX**

S ix accommodation platforms (four new and two upgraded). This project is part of the Cantarell Project, undertaken by the Mexican-owned oil company Pemex to expand and upgrade the production of Akal, that country's biggest production field and one of the largest on the planet. The living quarters were built in the UK, while the jackets, decks, piles and connection bridges were fabricated in Mexico. The accommodation modules provide most of the comforts of an average hotel, including central air conditioning, firewalls that can withstand a blaze for up to an hour, and thermal insulation. They come in three sizes: one with 250 beds, three with 200, and the other two with 63 beds.

Agradecimentos

Acknowledgements

Freyssinet pela cedência de fotos da Ponte Vasco da Gama;
Freyssinet for granting permission to reprint illustrations
from Ponte Vasco da Gama;

IEP – Instituto de Estradas de Portugal, através da cedência
de imagens contidas do livro *Pontes Vasco da Gama*
de Francisco Santana e Rosa Honrado Calado;
IEP – Instituto de Estradas de Portugal, for granting permission to
reprint illustrations from Ponte Vasco da Gama by Francisco Santana
and Rosa Honrado Calado;

Instituto Superior Técnico;
Lisbon Technical University – High Technical Institute;

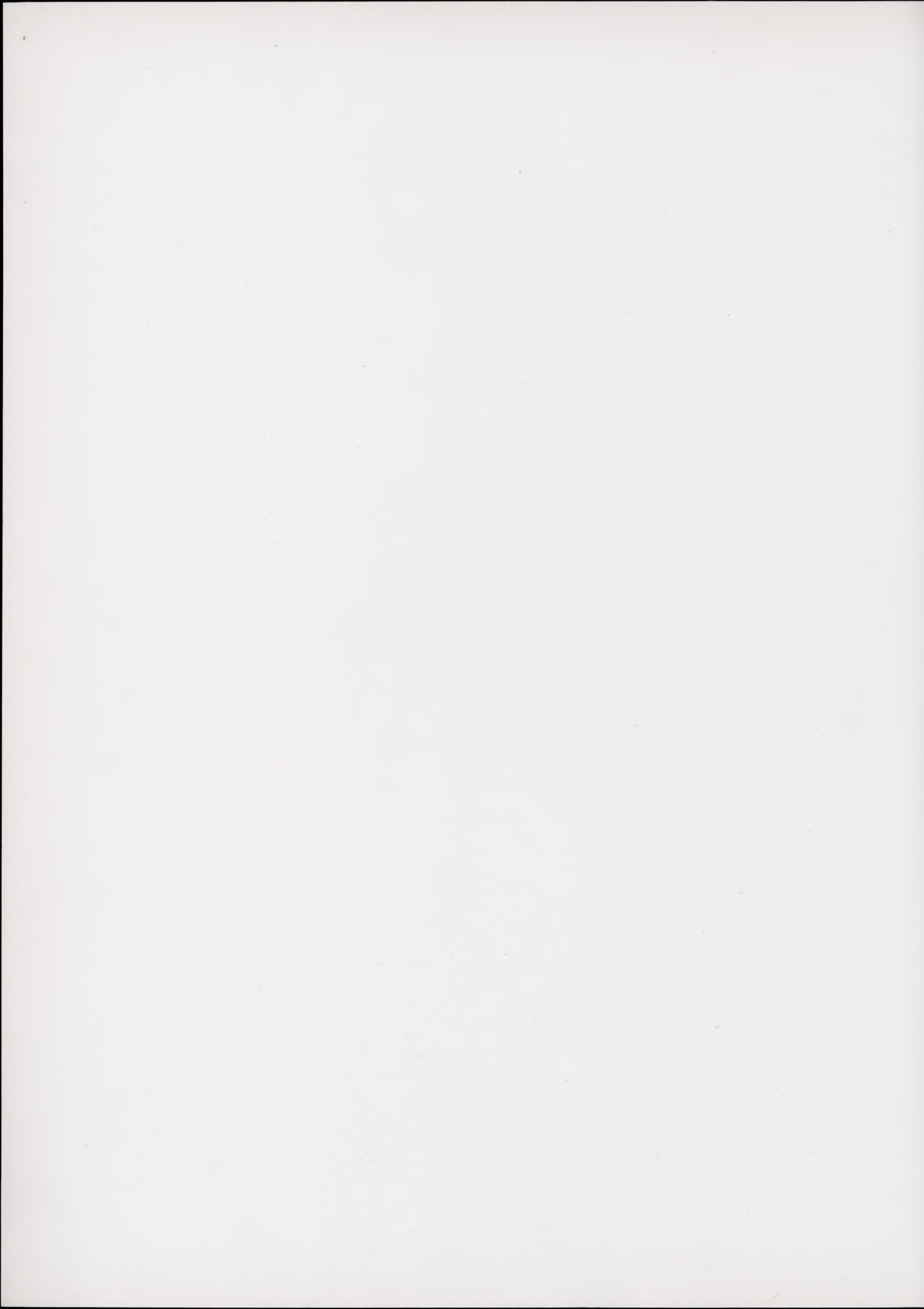
Integrantes da Odebrecht Engenharia & Construção /
Bento Pedroso Construções;
Odebrecht Engineering & Construction Members /
Bento Pedroso Construções;

Lusoponte – Concessionária para a Travessia do Tejo em Lisboa, S.A.;

Universidade do Porto;
Porto University – School of Engineering;

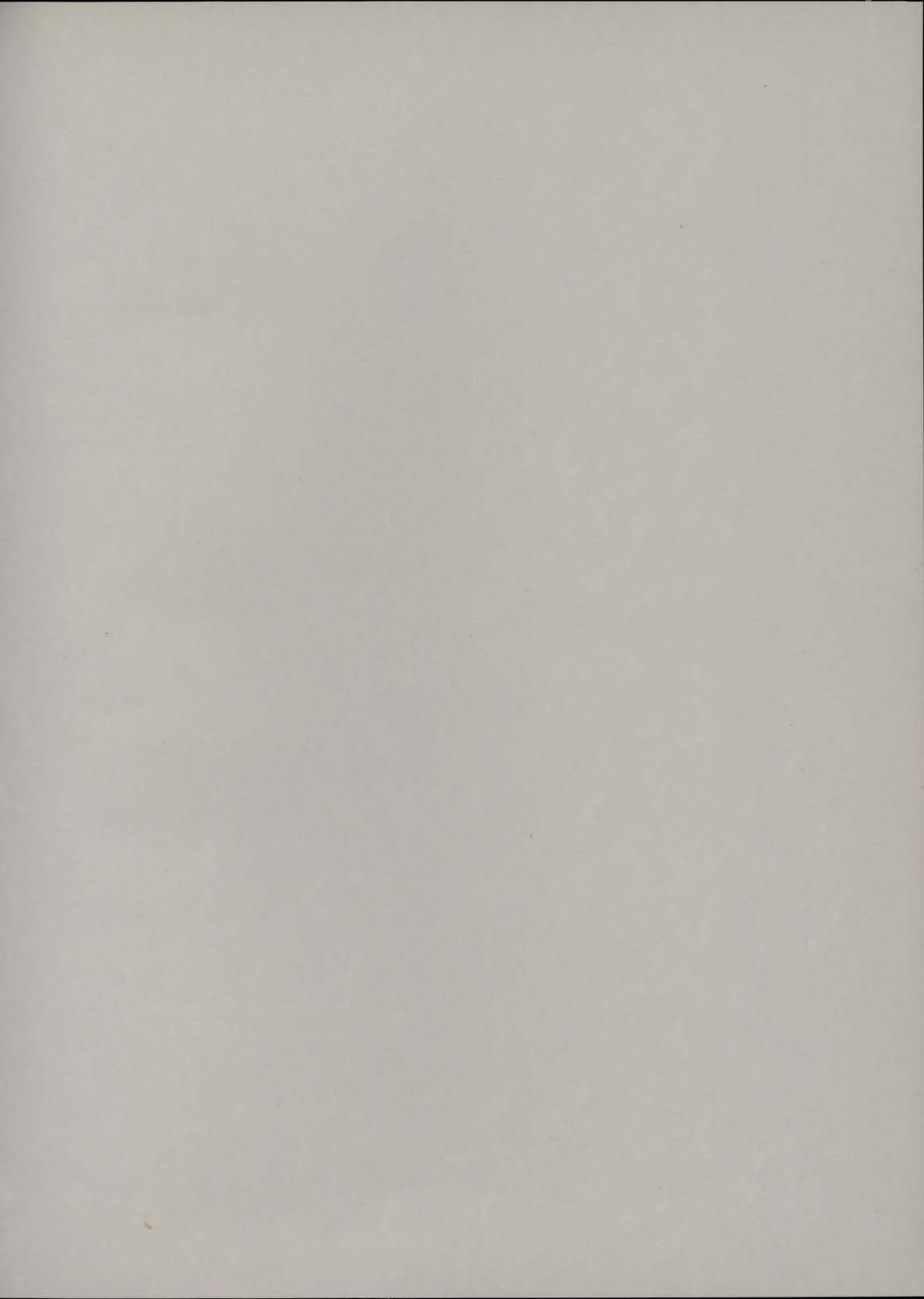
Universidade de Coimbra;
Coimbra University – School of Science and Technology;

E a todos os que, directa ou indirectamente, contribuíram
para a realização desta Obra.
And everyone who, directly or indirectly, contributed to
the publication of this book.



Este livro foi composto em fontes Slimbach e DIN e impresso em papel couché matt de 115 g/m², no Rio de Janeiro em setembro de 2003, em comemoração dos 50 anos da Bento Pedroso Construções, S. A. e 15 anos da sua integração à Organização Odebrecht, em Portugal.

This book was printed in the Slimbach and DIN fonts on 115 g/m² matte coated paper at Rio de Janeiro in September 2003 to mark the 50th anniversary of Bento Pedroso Construções, S.A. and its 15th year as a member-company of the Odebrecht Group in Portugal.







Imprensa da
Universidade de Coimbra



FEUP edições

ISBN 85-88534-02-9



9 788588 534025