

# EXECUÇÃO DE TÚNEL VIÁRIO SOB RIO, EM ZONA URBANIZADA, EM LIMA, PERÚ

R. Araújo, M.Sc.

Gerente de Geotecnia e Túneis, Geocompany, São Paulo, Brasil

R. Kochen, Prof. Dr.

Diretor Técnico, Geocompany, São Paulo, Brasil

I. Bastos, M.Sc., H. Jarrouge & T. Henrique

Gerência, Geocompany, São Paulo, Brasil

**Resumo:** Apresenta-se aqui alguns dos principais desafios técnicos no desenvolvimento de escavações, contenções e execução de um túnel tipo “cut and cover” sob o rio Rimac, no centro da cidade de Lima-Perú. Trata-se de um túnel viário com 3 vias em cada sentido. Os desafios foram desde a escavação e contenção de taludes a prumo, atirantados ou por meio de contenções em solo grampeado, de 18m de profundidade, em solo pedregulhoso envolto em matriz arenosa, até a execução de um túnel, com estrutura moldada in loco e pré moldada, no leito seco de um rio, desviado para um canal provisório, por meio de diques especiais de contenção. As vazões descritas podem chegar a 200m<sup>3</sup>/s de água.

## 1 INTRODUÇÃO

Visando melhorar os constantes congestionamentos de veículos no centro da cidade de Lima, Perú, foi projetado um novo complexo viário, de modo a incrementar a malha viária local.

Entre as obras deste complexo rodoviário, a principal delas foi a execução de um túnel com cerca de 1.600m de extensão, avançando em grande extensão sob o rio Rimac. (Figura 1)

Este artigo apresenta as principais ocorrências e desafios das etapas de controle de qualidade do projeto (CQP), revisão de dimensionamentos e construtivas / executivas, ao longo da construção deste túnel.

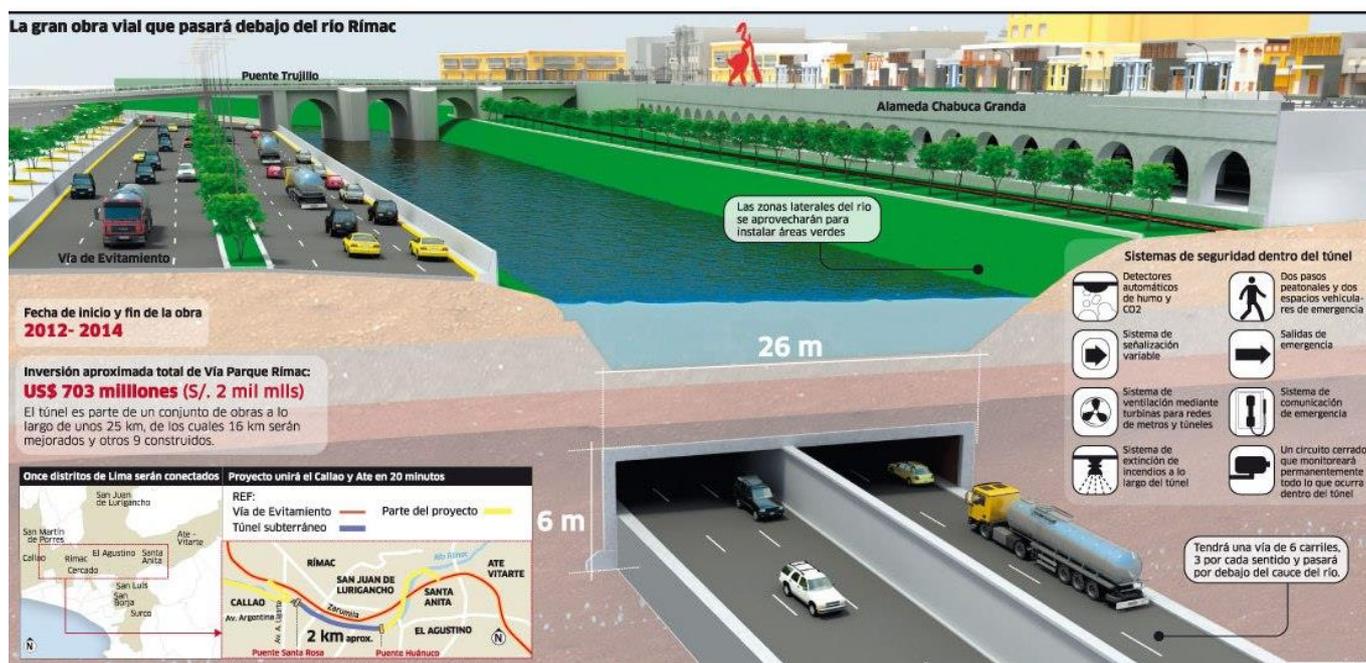


Figura 1: Ilustração do projeto do túnel sob o rio Rimac.

## 2 CONDICIONANTES E PREMISSAS INICIAIS PARA A EXECUÇÃO DA OBRA

A seguir, são apresentadas as premissas e desafios mais relevantes para a execução da obra. A figura 2 ilustra as principais etapas construtivas do empreendimento, que serão melhor descritas adiante.



Figura 2: Modelo compartimentado com as etapas de avanço da obra, Execução do canal de desvio do rio, escavação do leito do rio e contenção dos taludes, execução do túnel tipo “Cut And Cover”, lançamento de solo compactado controlado sobre o túnel executado e recondução do rio ao seu leito.

### 2.1 ASPECTOS URBANÍSTICOS

Foi estudada inicialmente a possibilidade de realizar vias sobre o rio, deixando-o “correr” de modo “confinado”. Entretanto, por ser uma cidade desértica, onde não há chuva e a vegetação natural é escassa, a urbanização do centro da cidade observou a necessidade da exposição do rio Rimac, por aspectos urbanísticos, além da maior área de espelho d’água em exposição.

### 2.2 ASPECTOS FÍSICOS E NECESSIDADES VIÁRIAS

Por meio de estudos de tráfego, e levando em conta as limitações físicas locais, foi definida a necessidade de execução de um trecho de vias em túnel, com 3 vias carroçáveis em cada sentido de fluxo do túnel, na projeção inferior do rio Rimac. (Figura 3)

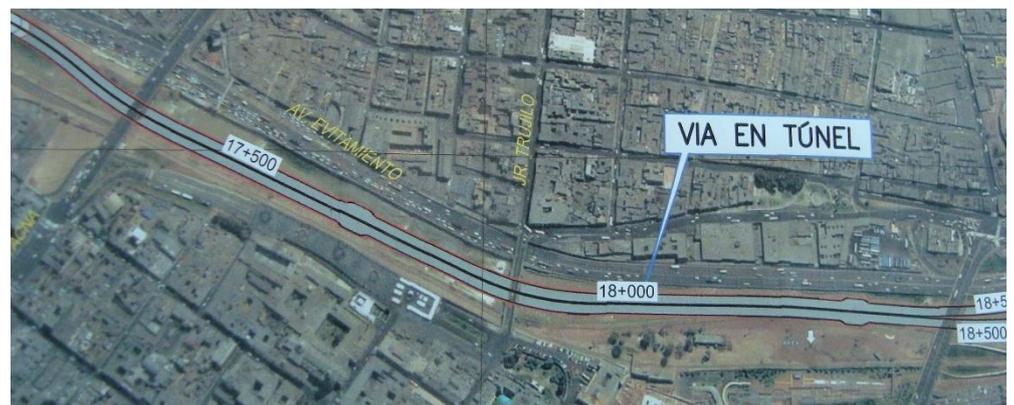


Figura 3: Implantação de trecho do túnel no leito do rio Rimac, junto a via local.

## 2.3 ASPECTOS ECONÔMICOS E TÉCNICOS INICIAIS

Por conta também da necessidade de adequação ao prazo e orçamento pré estabelecidos, dentre as diversas formas de execução de um túnel desta magnitude, foram estudados diversos métodos e execução de escavações em profundidade (métodos NATM ou Shield, utilização de Clam-Shell para paredes diafragma e Fresa), além dos aspectos geológico-geotécnicos. Estas soluções foram inviabilizadas economicamente ou tecnicamente.

O tipo de solo local, com matriz arenosa ou areno siltosa envolvendo blocos de rocha arredondados de diâmetro entre 15 a 39 cm, reduzem a produtividade de um clam-shell para paredes diafragma, e mesmo inviabilizam a execução de escavações eficientes com fresa, uma vez que haveriam métodos mais eficientes.

## 2.4 ASPECTOS HIDRÁULICOS

O rio Rimac cruza parte da cidade de Lima, e uma de suas características é a grande variabilidade de sua vazão ao longo do tempo. Nos meses de abril a novembro, sua vazão fica em torno de 20 a 28 m<sup>3</sup>/s. Entretanto, no período do verão, ocorre um incremento de sua vazão, por conta de eventos como o degelo dos Andes e chuvas em encostas lindeiras, podendo chegar a valores da ordem de 200 m<sup>3</sup>/s.

Por conta do espaço físico disponível na região do centro de Lima, e da quantidade de vias necessária, foi necessária a escavação do leito do rio ao longo de toda a extensão viária necessária, em média de 10 a 12m de profundidade, chegando a profundidades de escavação da ordem de 18m.

Outro aspecto hidráulico bastante estudado foi em função da “socavación” ou erosão nas fundações do túnel. Foi analisada a possibilidade de redes de fluxo inferiores ao túnel pudessem “aflorar” ao longo das juntas das fundações ou extremidades dos módulos do túnel, podendo gerar perda de finos do solo e potenciais solapamentos/recalques locais. Quanto ao risco de flutuação do túnel, a análise foi criteriosa, em função de sua metodologia construtiva, definindo-se então, lajes e paredes de concreto armado, com estruturas moldadas In Loco, e vigas pré moldadas, além da impermeabilização completa. (Figura 4)



Figura 4: Módulo típico do túnel em execução, observando laje e paredes em concreto armado moldado In Loco, para reduzir juntas e evitar risco hidráulico de perda de finos e potencial solapamento.

## 3 PROJETO CONCEBIDO

O conceito do projeto foi a condução da vazão total do rio, em época de seca, para um canal provisório, a ser executado em parte da lateral direita da calha deste rio, de modo a propiciar a construção de um túnel pela metodologia Cut and Cover.

Para tanto, o leito do rio deveria ser escavado em até 18 m de profundidade, devendo ser executada em sua base um radier armado a fim de suportar a instalação de módulos pré moldados de concreto armado, para a execução do túnel pelo método “cut and cover”.

Ao final da construção do túnel, o rio deveria ser novamente transferido para o topo do túnel, que deveria receber uma cobertura prévia de 4,5 m de solo local compactado. O canal provisório deveria ser desmontado.

## 4 PRINCIPAIS DESAFIOS E RESPECTIVAS SUPERAÇÕES

Ao longo da etapa do CQP e de construção da obra, foram sendo verificados diversos desafios e riscos, que foram sendo superados segundo as melhores técnicas geotécnicas, pela equipe de produção e pelo ATO – Acompanhamento Técnico de Obra da GeoCompany.

A seguir apresentam-se os resumos das principais condicionantes geotécnicas para a realização de cada etapa da obra, e sua consequente metodologia para execução.

### 4.1 APROFUNDAMENTO DO CONHECIMENTO DA GEOLOGIA LOCAL

Foram desenvolvidas investigações geológico-geotécnicas ao longo da obra, de campo e laboratório com os seguintes resultados mais relevantes:

Como exemplo, apresenta-se análise granulométrica de amostra realizada em laboratório, identificando porcentagem cerca de 73,2%; areias em 24,9% e porcentagem de finos em 1,9%. Estes valores foram obtidos segundo a norma ASTM (American Society for Testing and Materials) D422, em profundidade cerca de 1,8 m. Foram realizados ensaios CBR (California Bearing Ratio), norma ASTM D1883- 91 (c), obtendo 75,0% (para 100% da M.D.S.) e 42,0% (para 95% da M.D.S.).

Foram obtidos dados, por exemplo, de obtenção de máxima densidade seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) 2,211 e umidade ótima 5,6%. Foram realizadas extensas campanhas de sondagem, com profundidade da ordem de 20 m a 50 m, onde o horizonte geológico se mantém, alterando-se o grau de adensamento com a profundidade. Verifica-se também que o primeiro metro geralmente apresenta mais material pedregulhos e lentes de areia de modo menos compacto. Para a obtenção de parâmetros de coesão e ângulo de atrito para a elaboração do projeto, foram realizados ensaios de laboratório, de caracterização física e compressão triaxial, com amostras retiradas da região do leito do rio Rimac, de acordo com os parâmetros de campo. Estes ensaios foram realizados no laboratório de Geotécnica da Universidade Nacional de Engenharia de Lima-Peru, obtendo-se entre outros, os valores de ângulo de atrito interno de  $44^\circ$  e coesão de  $0 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ , em amostra específica.

Foram também realizados ensaios de campo, de permeabilidade, com média dos dados da ordem de  $K= 8 \times 10^{-3} \text{ cm}/\text{seg}$ . Também foram realizados ensaios de campo, com amostras não deformadas. As dimensões das amostras foram de  $0,60 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$  de profundidade, de tal modo a proporcionar o melhor efeito de escala possível, em função da dimensão máxima dos blocos de rocha locais.

Foram realizados também ensaios de permeabilidade, com média dos dados da ordem de  $K= 8 \times 10^{-3} \text{ cm}/\text{seg}$ . Foram ainda realizados ensaios de arranchamento de tirantes, entre outros.

2.3 Análise técnica dos resultados dos ensaios Quanto aos ensaios de laboratório, apresentavam dados de coesão e ângulo de atrito muito baixos, incompatíveis com as escavações iniciais ou preliminares que se verificavam em campo. Após análises técnicas, verificou-se que embora a amostra fosse remoldada em laboratório com as características de campo, não era possível simular a condição do solo local, pois como se trata de um conglomerado de blocos de rocha arredondados de diversos tamanhos, mal graduado e envolto naturalmente em matriz arenosa ou areno siltosa, e sobreadensado em algum grau, havia presente no solo local, uma cementação natural que viabilizava praticamente seu corte vertical com estabilidade por certo período.

Por conta disso, embora os dados de laboratório apresentassem valores compatíveis com a literatura, como coesão zero ( $0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ), eram visualmente incompatíveis com o que se verificava em campo, pois a configuração do ensaio separou a matriz arenosa dos blocos de rocha, quebrando sua condição de cementação única. Por conta disso, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em grande escala na obra, com a escavação de  $0,5 \text{ m}$  de solo e abertura de escavação ao redor da ordem de  $2 \times 3 \text{ m}$ . Foi moldada no centro da escavação, uma amostra de solo de  $0,60 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$  e em seguida, ajustada a instalação de uma caixa metálica no centro da escavação, de  $0,60 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$  de altura.

Instalou-se viga metálica, perfil I, de reação, ancorada em dois tirantes verticais, para reagir contra um macaco na parte superior da caixa, para simular o efeito de carregamento vertical confinante. Aplicou-se por meio de macaco hidráulico, carregamento horizontal com incremento progressivo de carga, mantendo-se o carregamento vertical constante. As leituras de deslocamento eram feitas por micrometros instalados junto a caixa metálica, de modo a verificar o deslocamento/cisalhamento da

caixa e consequentemente da amostra em função do incremento de carga. Foram realizados três ensaios para três amostras em locais diferentes da obra (Figura 5). As cargas verticais foram alteradas em cada um dos três ensaios, em 0,5, 1,0 e 1,5 kgf/cm<sup>2</sup>. As leituras dos macacos hidráulicos horizontais eram transferidas para um sistema de aquisição de dados por meio de corda vibrante, de modo a se determinar as curvas tensão x deformação para cada ensaio. A carga foi incrementada até a ruptura do solo por cisalhamento, verificada pelo decréscimo de carga necessário para efetuar um deslocamento estipulado em relação a dados anteriores.

Para cada amostra, foram também realizados ensaios de densidade in situ e análise granulométrica. Uma das observações técnicas possíveis para o solo desta região de Lima e sua configuração homogeneamente heterogênea, pois os resultados de ensaios analisados em campo apresentaram coesão entre 16,2 a 60,3 KN/m<sup>2</sup> e ângulo de atrito interno entre 39,4° e 35,0°. Por conta desta heterogeneidade e grau de risco do empreendimento, os valores adotados para o projeto de estabilização de taludes e fundações foram, respectivamente para areias e pedregulhos soltos e conglomerado arenoso denso: peso unitário: 20 KN/m<sup>3</sup> e 21,5 KN/m<sup>3</sup>, coesão: 1,73 KN/m<sup>2</sup> e 8,69 KN/m<sup>2</sup>, ângulo de atrito interno: 28,69° e 32,17°, módulo de Young: 80 MPa e 200 MPa.



Figura 5: Execução do ensaio de cisalhamento In Situ.

## 4.2 EXECUÇÃO E INSTALAÇÃO DO CANAL PROVISÓRIO

Para o caso do canal provisório, um dos principais desafios era a região das juntas de ligação entre as peças, pois havia sido identificado, na etapa de análise de risco do empreendimento, o risco de infiltração de água entre as juntas e consequente ocorrência de solapamento do solo local, o que poderia culminar com recalques não adequados destas estruturas.

O canal provisório contou com trechos executados em estruturas pré moldadas e moldadas in loco, mais eficientes (Figura 6), de modo a minimizar este tipo de risco.

Para o assentamento do canal, o sub leito do rio, recebeu ensecadeiras, desviando a água do rio para a parte oposta do leito do rio. Também foi possível a retificação preliminar do leito, de modo a garantir um local adequado para o lançamento da camada de sub base, controlada, para o assentamento deste canal.



Figura 6: Execução do canal provisório, em concreto armado moldado In Loco.

Após a execução do canal, foi realizado o desvio da água. O desvio foi realizado por meio de dois diques e vertedores, dimensionados pela Geocompany, de modo a desviar a totalidade da água em épocas de seca. Estes foram executados com concreto massa tipo CCR e pedra argamassada nas faces, com o concreto ciclópico. (Figuras 7 a 9)



Figura 7: Avanço da execução do dique.



Figura 8: Operação do dique da foto anterior.

A característica destes diques era a de permitir a passagem da água em épocas de chuva de verão, de maior volume, permitindo que as águas avançassem sobre o curso d'água natural do rio, sem maiores riscos. As estruturas em construção foram dimensionadas para estas etapas de cheias, onde as obras naqueles locais seriam momentaneamente paralisadas, e retomadas após o período de chuvas de verão.



Figura 9: Operação do segundo dique, desviando a água do rio para o canal provisório. Este dique viabiliza verter o excedente de água do rio na época de cheia para seu leito natural, evitando o alagamento das vias lindeiras.

Outra função destes diques e vertedores era a de reter a maior parte de blocos de rocha que desciam pelo rio. Deveriam também ser promovidas limpezas regulares para a manutenção dos diques de retenção. Esta ação era necessária para minimizar os trabalhos de limpeza da obra após a "baixada" das águas, no processo de retomada das obras.

#### 4.3 EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO PARA ATINGIR A COTA DE IMPLANTAÇÃO DO TÚNEL

Uma vez desviada a água do rio, iniciou-se o processo de escavação do leito do rio.

A contenção dos taludes escavados (ilustração na Figura 10) foi pelos métodos tipo solo grampeado ou cortina atirantada, em função da geologia local e sobrecarga. Era função também da capacidade de deformação da região, pois haviam edificações e vias de alto tráfego ao longo dos 1.600m de obra, pelos dois lados do rio.

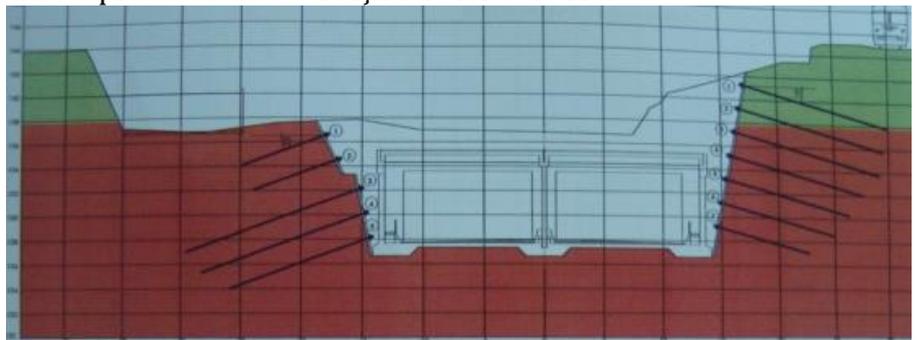


Figura 10: Perfil típico de projeto, apresentando a variação de características geológicas do solo em profundidade, e o esquema estrutural de contenção ao longo da escavação do leito do rio, adotando solo grampeado ou cortina atirantada. Ao final ilustra-se a implantação do túnel.

O ATO verificou o risco de recalque potencial elevado, principalmente nas regiões sob o canal de desvio, gerado pelo elevado índice de erosão local realizados neste processo (Figura 11). Foi definido então o uso de hastes autoperfurantes, com uso de calda de cimento, ante água, como fluido de perfuração, minimizando este problema. Havia também dificuldade para a perfuração uma vez que os blocos de rocha locais, arredondados, eram facilmente rearranjados ao longo do processo de perfuração, onde a retirada parcial das hastes faz parte do processo de limpeza do furo, ao longo de sua perfuração.



Figura 11: Dificuldade na execução das perfurações para os chumbadores. Erosão e desvio da haste.

Por estes blocos de rocha se rearranjarem, era impossível com o torque dos equipamentos locais, efetuar as manobras necessárias para a execução dos furos, perdendo-se desta forma, algumas hastes de perfuração sem atingir o comprimento de projeto. (Figura 12)

O ATO definiu então o uso de ferramentas de corte ou “elementos” de corte com capacidade para cortar os blocos de rocha tanto na perfuração quanto na retirada das hastes. Desta forma foi possível a conclusão dos serviços sem maior dificuldade.



Figura 12: Nível de degradação do maciço inicialmente observado durante a execução dos chumbadores, com risco de recalques do terreno.

Como medida de segurança, todas as estruturas lindeiras relevantes foram instrumentadas. Houveram casos de estruturas próximas com indicação de instabilidade, em algum grau. Para estes casos, a solução foi a maior densidade de tirantes ativos e maior comprimento de seus bulbos de ancoragem. Por conta da complexa geologia local, foram identificadas dificuldades para a execução adequadas dos trechos livres, por conta da obstrução dos furos e dos trechos ancorados, pela dificuldade de se garantir algumas premissas de projeto. Este desafio foi superado com o uso de cordoalhas envolvidas em trechos pré encamisados para o trecho livre e obturadores especiais para o trecho ancorado. Ao final, os ensaios de arrancamento foram realizados conforme as premissas de norma e aprovados com sucesso. A contenção dos taludes foi finalizada até a cota de implantação do túnel.

#### 4.4 EXECUÇÃO DO TÚNEL

Para a execução do túnel, foram dimensionadas estruturas capazes de suportar todos os esforços de empuxo de solo saturado e sobrecargas de solo e água. Foram dimensionadas também para suportar os esforços de terremotos, comuns nesta região. Foram ainda verificadas em função da flutuação, por conta da subpressão local. Em função dos valores de permeabilidade do maciço local e dos dados de nível d'água observados nas sondagens, em conjunto com a sobrecarga local determinada em projeto, não foram necessárias obras de ancoragem dos módulos ou estruturas de alívio inferiores para combater potencial subpressão local. Inicialmente, para a sub base de regularização, executou-se aterro, com granulometria pré determinada, compactado e controlado. (Figuras 13 e 14)



Figura 13: Compactação controlada de base do túnel.



Figura 14: Ensaio de capacidade de carga do aterro.

Após isto, era executada base de concreto moldado in loco, com geometria adequada para a posterior instalação dos módulos do túnel (Figura 15).

Em etapa posterior, o túnel era executado em módulos, com comprimento variável, em função das demais etapas de obra de escavação, supracitadas. Estes módulos eram executados de modo típico (com pequenas variações). Inicialmente era executada camada de manta de impermeabilização entre o concreto da base regularizada e o concreto do piso do túnel. Eram previstas também juntas tipo Jeene nas ligações entre estruturas e módulos consecutivos, para impermeabilização, evitando o influxo de água para o interior do túnel. A concretagem das estruturas armadas de fechamento do túnel foi projetada para ser moldada in loco, para minimizar riscos de influxo de água ao interior do túnel (Figuras 16 a 17).



Figura 15: Execução do concreto armado da laje de fundo, moldados In Loco.



Figura 16: Execução das juntas periféricas.

A estrutura de vigas superiores eram pré moldadas, para imprimir maior velocidade à obra, e finalizadas com laje de concreto moldado superior, para minimizar riscos de influxo de água ao túnel. Estas deveriam ser solidarizadas as paredes externas e com sistema de impermeabilização. A impermeabilização do túnel prevista cobria todos os potenciais trechos com risco de influxo de água. Posteriormente a execução do túnel pelo método “cut and cover”, as laterais dos módulos eram ligadas as contenções em solo grampeado ou cortina atirantada por meio de solo compactado e controlado, com controle de permeabilidade.



Figura 17: Execução do sistema de impermeabilização.

A figura 18 apresenta a etapa final de execução do módulo típico, em avanço, com as contenções locais do talude e o canal provisório em carga. A figura 19 apresenta o interior do túnel já após sua cobertura, ainda em fase de obras.



Figura 18: Evolução do módulo do túnel e canal.



Figura 19: Interior do túnel, em obras.

Ao final deste processo, o projeto prevê o aterro do túnel superior completo, com 4,5 m de solo compactado em camadas de adequada espessura. É também necessário tratamento final desta camada para combater os riscos de erosão pelo rio.

Finalmente, o projeto estará completo, com o regresso do rio Rimac ao seu leito natural.

#### 4.5 EXECUÇÃO DO TÚNEL SOB AS FUNDAÇÕES DAS PONTES PRÉ EXISTENTES

O projeto previa a subfundação potencial de 4 pontes para a passagem dos túneis. Foram elaboradas soluções alternativas, entre elas, a mais adequada seria a subfundação de pilares com a instalação de estacas tipo Raiz em profundidade.

Para a transposição do túnel sob a ponte mais antiga, histórica, conhecida como Ponte de Pedra, foi necessário também melhorar a capacidade de suporte dos pilares com auxílio de tirantes tensionados e estrutura de bloco de transferência de cargas, de modo a evitar a ocorrência de esforços assimétricos nestes pilares, em algum grau. (Figura 20).



Figura 20 - Execução do túnel sob ponte histórica de pedra

## 5 PRINCIPAIS DIMENSIONAMENTOS PARA A OBRA

A seguir são apresentados os principais dimensionamentos para as obras do túnel sob o rio Rimac.

### 5.1 DIMENSIONAMENTO DE MÓDULO TÍPICO DO TÚNEL

Os módulos podiam apresentar algumas diferenças de dimensões e características, em função da transposição de trechos e obstáculos distintos. Exemplifica-se aqui um módulo padrão de 40 m de comprimento, denominado módulo 31.

- Concreto pré-fabricado para vigas de 13,70 m de comprimento, 2,39 m de largura e 1,70 m de profundidade. Estas vigas são colocadas sobre os apoios e são cobertas com uma laje de 8 cm de espessura mínima de concreto, com caimento transversal de 0,5% para as extremidades. Previu-se também um concreto lateral para proteger as margens, ao longo do curso do rio, com uma largura de 2,50 m.

- Paredes laterais de concreto armado moldadas in situ, com uma espessura constante de 0,65 m, com apoio específico em suas extremidades superiores, para o apoio das vigas e laje superior, com 1 m de altura média e 0,65 m de largura. Para o apoio vertical das vigas, a espessura da parede foi de 0,30 m.

- Parede Central de concreto armado pré-moldado com espessura variando de 0,80m na base a 0,40 m no topo, para apoio das vigas.

- O piso é composto por concreto armado moldado in situ, com espessura variável de 1,20 m abaixo das paredes laterais, 1,40 m abaixo da parede central e 0,30 m nas seções intermediárias. A largura total do piso é 28,20 m. A largura da laje sob as paredes laterais foi de 3,0 m e abaixo da parede central foi de 6 m. (Figura 21).

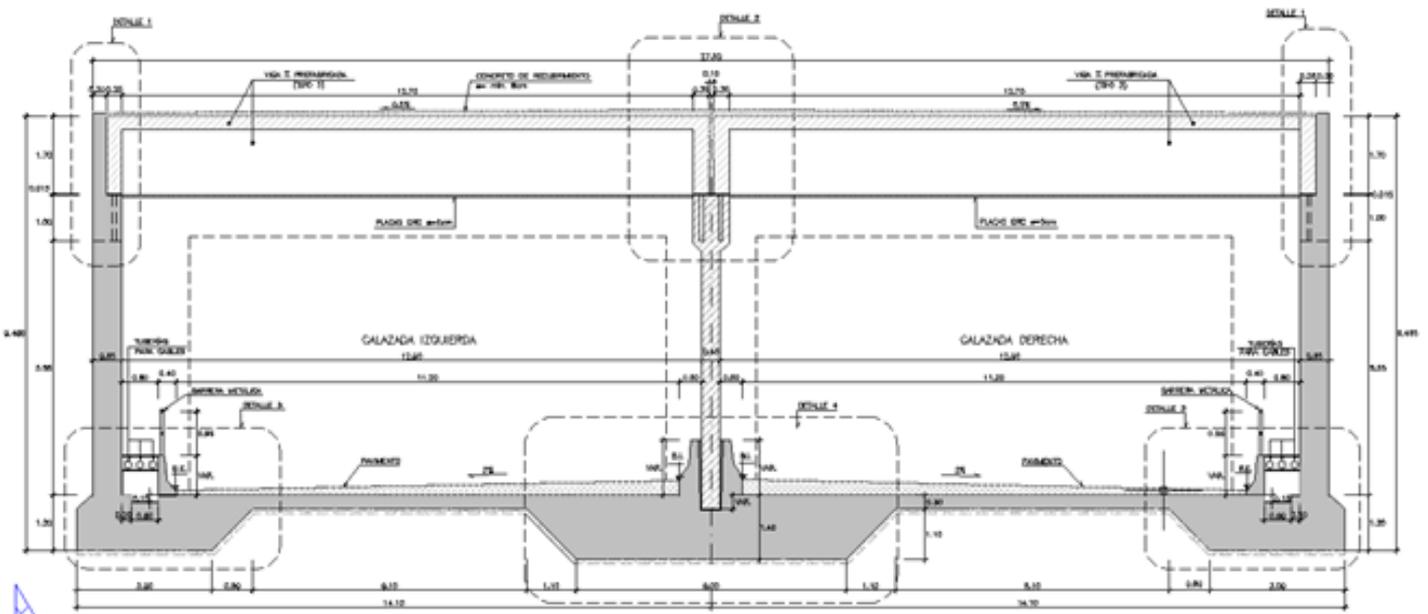


Figura 21 - Seção transversal típica Módulo 31.

### 5.2 PRINCIPAIS PARÂMETROS UTILIZADOS NOS CÁLCULOS DO TÚNEL

Para o dimensionamento das paredes laterais e a laje de fundação, foi calculado pela projetista o seguinte:

Peso próprio do concreto:

Considerou-se uma densidade de 25 kN / m<sup>3</sup>.

Empuxo de terra:

Considerou-se os seguintes parâmetros geotécnicos para o cálculo da estrutura.

H<sub>terra</sub> = 4,50 m.: Altura de solo acima da laje do túnel

$\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN} / \text{m}^3$ : Peso específico do solo saturado corresponde a enrocamento argamassado com concreto

$\gamma_{\text{sub}} = 11 \text{ kN} / \text{m}^3$ : Peso específico do solo saturado

$K = 0,15$  Coeficiente de empuxo do terreno

Por segurança, considerou-se a pressão da terra com a densidade saturada, empuxo pela densidade de terra submersa, simultaneamente com a pressão da água horizontal.

Pressão de água sobre o túnel (rio Rimac)

Considerou-se uma profundidade de água de 2,75 m, acima dos 4,50 m solo disposto por cima das vigas. Além disso, foi incluído no modelo de cálculo, por conta dos períodos de cheia, uma pressão hidrostática da água de  $70 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

A seguir apresentam-se exemplos de alguns dos diagramas utilizados para os cálculos. O dimensionamento foi desenvolvido em software específico, SAP2000. (Figura

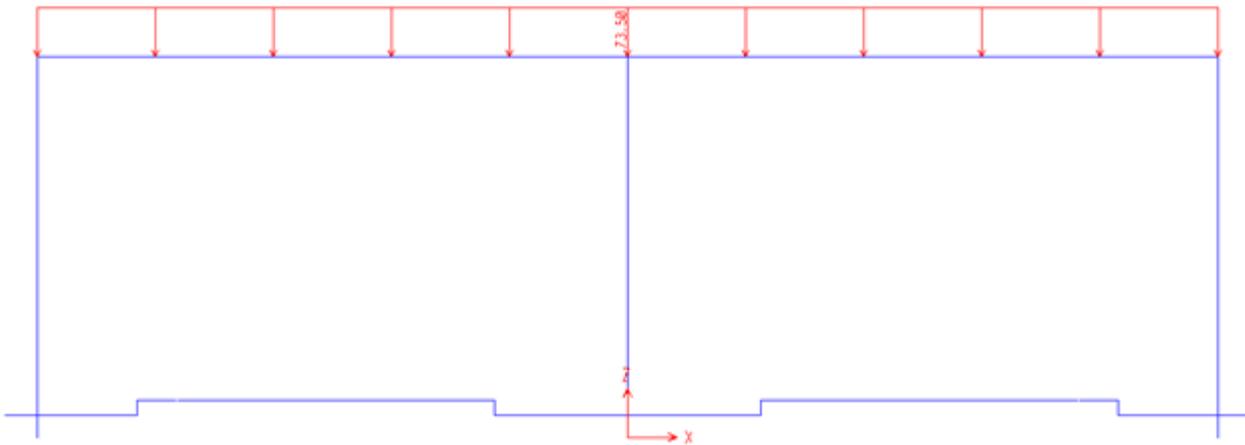


Figura 22 - Peso vertical de terra com densidade saturada (KN/m).

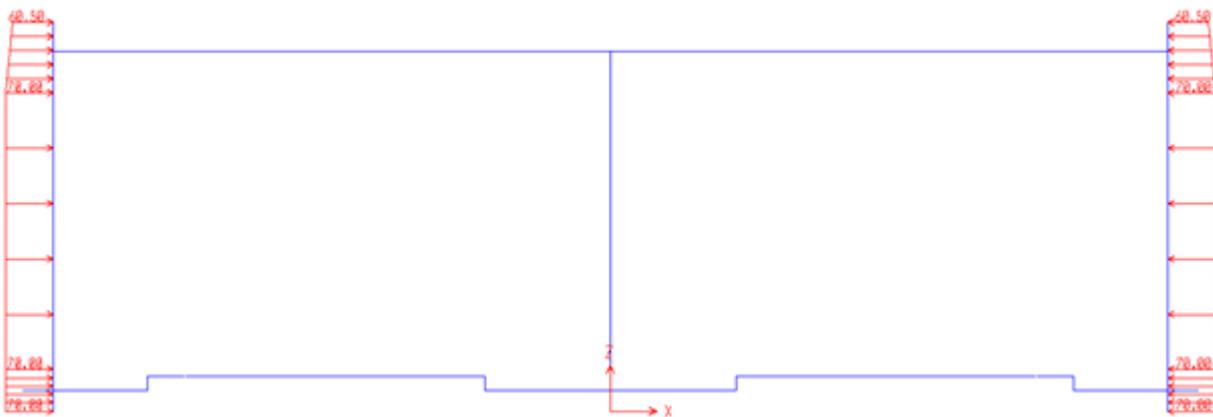


Figura 23 - Empuxo horizontal de água nas paredes laterais do túnel.

### 5.3 PRINCIPAIS PARÂMETROS UTILIZADOS NOS CÁLCULOS DO EFEITO SÍSMICO NO TÚNEL

A região da costa central do Peru, onde o projeto está localizado, tem alta atividade sísmica devido, principalmente, a zona de interação entre as placas tectônicas de Nazca e Sul Americana.

Para o desenvolvimento do projeto sísmico do túnel, adotou-se a norma AASHTO de 2010.

Os valores para o projeto, segundo a análise de risco de sísmico foram:

- Coeficientes de aceleração:

PGA = 0,517 coeficiente de aceleração de pico do solo local; solo e rocha.

$S_s = 1,029$  coeficiente de aceleração espectral por um período de 0,2 s.

$S_1 = 0,563$  coeficiente de aceleração espectral por um período de 1,0 s.

Com base nestes documentos foi realizada a análise do efeito sísmico através do método de deformação imposta. Tais deformações dependem principalmente da aceleração sísmica de projeto, da velocidade de propagação das ondas no solo, e a rigidez da estrutura.

Em estrutura tipo "cut and cover" como este projeto do túnel, o principal problema é a distorção (pelos esforços impostos), como mostrado na figura em anexo na página seguinte.

Para a modelagem da distorção potencial sísmica do módulo, considerou-se dois cenários diferentes. O primeiro foi a de concentrar toda a carga no nó superior, e o segundo, de introdução de uma carga triangular. Os esforços a serem introduzidos no modelo para obter a análise sísmica adequada são os seguintes: (Figura 24)

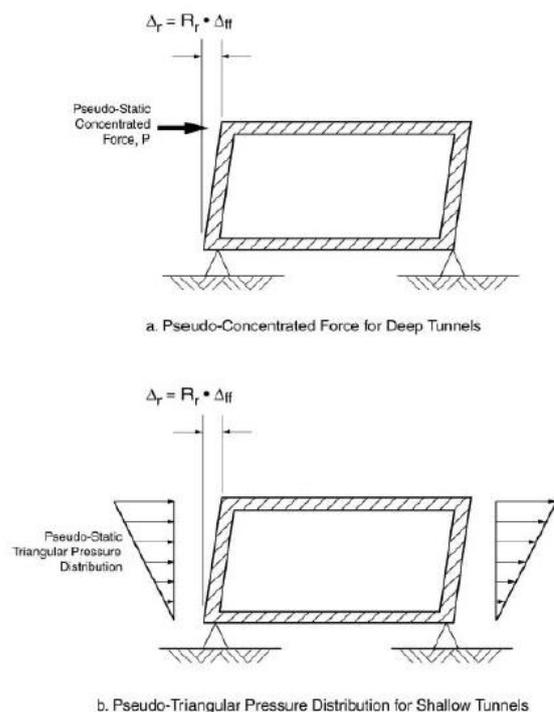


Figure 13.5.1.3-3—Simplified Racking Frame Analysis of a Rectangular Tunnel (MCEER-06-SP11, Modified from Wang (1993))

Figura 24 - Modelo de cálculo imposto ao túnel para verificação de estabilidade face o risco de terremoto local.

Para o dimensionamento do efeito sísmico vertical, foi considerada na estrutura, valor de aceleração de pico do solo local igual a  $2 / 3PGA$ , conforme bibliografia para projetos sísmicos em estruturas enterradas.

## 6 CONCLUSÃO

Como conclusão, pode-se observar que a execução do túnel sob o rio Rimac foi um desafio típico de obras de grande porte. Embora o projeto executivo tenha determinado as premissas e diretrizes de projeto, a Análise de Risco, o Controle de Qualidade do Projeto (CQP) e o Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) realizados pela GeoCompany ao longo da execução típica do túnel, escavações, contenções, viadutos e demais obras ligadas ao empreendimento foi de vital importância para a evolução de seu sucesso, como na etapa de execução dos ensaios in situ em verdadeira grandeza, refinando e aferindo parâmetros do solo local, na determinação das condições adequadas de capacidade de carga dos diversos trechos de apoio destas superestruturas, ou mesmo nas determinações de soluções de campo para incrementar a eficiência do processo de escavação e contenção de taludes, conforme descrito neste documento. Portanto, pode-se concluir que o trabalho em conjunto de equipes de profissionais de auto desempenho converge na evolução de obras, mesmo de elevado risco, eficientes e seguras.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem a toda equipe técnica de projetistas e executores, dedicados ao sucesso continuado de todo o complexo deste empreendimento, e também apoiando na elaboração deste Artigo Técnico.

Construção: OAS Perú.

Projeto Executivo: Geométrica Engenharia de Projetos e Engecorps – Tyspa.

Controle de Qualidade do Projeto: GeoCompany.

Acompanhamento Técnico de Obra e Supervisão: GeoCompany

## **REFERENCIAS**

[1] E. de la Rosa, 2012. *Estudio para la Estabilidad del Túnel*. (Study for Tunnel Stability) Lima: Técnica y Proyectos, S.A. (Techniques and Projects) (Tyspa). 48p.

[2] D. Duran, 2012. *Ensaio de Compression triaxial*. (Triaxial Compression Test) Lima. Universidad Nacional de Ingenieria. 5p.

[3] Geocompany: 2012. Dados de Obra e Projetos.

[4] Construtora OAS Peru. Proprietária da Obra.