

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E GEOTÉCNICA



**Relatório de Estágio** | Estágio Supervisionado em Engenharia  
de Solos I e II

Prof. Waldemar Coelho Hachich

8588797 | Alec Shoji Yamamoto Sewell

# Sumário

1	Informações básicas	3
2	Atividades Realizadas	4
2.1	Estudo de Caso	4
2.2	Obra Metrô	6
2.3	Obra Vila Mariana	8
2.4	Reunião Técnica	9
2.5	Programas Utilizados	10
2.6	Desenhista	10
2.7	Desenvolvimento de Projeto	11
3	Conclusão	18

# 1 Informações Básicas

## Sobre o aluno

Alec Shoji Yamamoto Sewell, Número USP 8588797, cursando o quinto ano de Engenharia Civil na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

## Sobre o Estágio

Estágio realizado na empresa FC Projetos de Consultoria de Fundações SS LTDA por um período oficial de dois meses, começando no dia 16 de janeiro de 2017 e terminando no dia 03 de março de 2017. Jornada semanal de 30 horas por semana de um total de 192 horas.

## Sobre a Empresa

A FC Projetos atua como consultora ou projetista na área geotécnica para elaboração de pareceres técnicos e para fases de desenvolvimento do projeto, em conjunto com projetistas de outra áreas como estrutura e arquitetura, além de assessorar o cliente, quando solicitado, quanto à escolha dos executores de serviços para cada tipo de solução. Ao longo da obra faz-se o acompanhamento dos serviços geotécnicos através da direção ou visitas técnicas. Meu supervisor interno era o Sócio Diretor da empresa, Alexandre Carbone, sendo responsável pela programação e supervisão das minhas atividades.



## 2 Atividades

### 2.1 Estudo de Caso

A partir do primeiro dia no escritório e durante meu tempo no estágio, meu supervisor periodicamente me indicava pareceres e projetos em que os engenheiros da empresa haviam se envolvido para adquirir conhecimento das tecnologias, cálculos e metodologias adotadas por eles e experiência em elaborar e aplicar diferentes soluções para fundações e contenções e fazer uso dos diferentes programas de cálculo. Em um caderno, anotava tudo que aprendi nessa fase de imersão, inclusive cálculos e dúvidas significantes. A seguir destaco alguns dos projetos mais importantes no meu aprendizado na empresa.

- No primeiro projeto, comparamos as teorias que aprendi no cursos de Mecânica dos Solos, Obras de Terra e Fundações e vimos como eram aplicados na elaboração de um projeto. Analisei as fotos do local, as sondagens realizadas, o levantamento planialtimétrico e as plantas do projeto de estruturas e arquitetura. Em seguida, ao entender a escolha da sapata como solução, fui para os cálculos de tensão com as fórmulas utilizadas pelo escritório como:

$$\sigma_{solicitante} = \frac{N}{S} \times \left(1 \pm \frac{6M}{N \times a}\right) \text{ e } \sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{3 \times a \times 5} \left[ \frac{Kgf}{cm^2} \right]$$

Além disso, aprendi que é importante se dimensionar as estruturas de fundações para as cargas normais mínimas pois, nesses casos poderemos ter as maiores tensões de tração.

- Para entender melhor a influência de momento e cargas horizontais, agora para fundações profundas, meu orientador me indicou um projeto de fundação de uma grua. Verifiquei para a direção horizontal, vertical e diagonal o momento pela fórmula simplificada e considerando as dimensões e peso próprio do bloco.

$P = \frac{N}{n_{est}} \pm \frac{Mr \times D_{m\acute{a}x}}{\sum d^2}$  em Tf, sendo  $n_{est}$  o número de estacas,  $Mr$  o momento,  $D_{m\acute{a}x}$  a maior distância de estaca para o eixo de rotação e  $d$  as distâncias de cada estaca do eixo de rotação.

Na verificação da capacidade de carga e cálculo de armadura, considerando o efeito do vento, majoramos a capacidade de carga em 30% para verificar se fundação suporta o carregamento acidental e calculamos o momento causado pelos esforços com as cargas horizontais e a altura do bloco. Devemos considerar o carregamento normal máximo de compressão e o mínimo (ou tração, se for o caso). Com esses valores junto com o momento, podemos usar os ábacos do Método de Pfiel para cálculo de armaduras de estacas circulares ou no fuste de tubulões.

Com uso de programas, aprendi a encontrar o momento de fundo para a verificação de flexo-compressão e deformações das estacas e tubulões pelo método de Russo para

estacas curtas e o método de Miche para estacas longas, bem como verificar o comprimento tanto por arrancamento quanto por compressão da estaca raiz pelo método de David Cabral.

- Com o objetivo de ter experiência com outras soluções de fundações, peguei projetos de estacas barretes. A solução tem seu próprio ábaco para dimensionamento de armadura mas por motivos de execução, é difícil movimentar gaiolas de bitolas menores que 16mm então recomenda-se que a armadura mínima deva ter este valor com espaçamento máximo de 15 cm. Uma vantagem da estaca além de sua grande capacidade de carga, é que ao invés de bloco, basta aumentar a cota de arrasamento da estaca e a partir do ponto onde estaria o bloco, colocar armação própria.
- Em relação à pareceres técnicos, tive contato com os relatórios de visita nas obras e com o acervo de pareceres e relatórios que o escritório havia produzido, onde destaco recomendações de medidas corretivas para um problema de drenagem de um piso externo, contribuindo para geração de buracos e a análise e proposições de soluções para instabilidade de um talude causado pela alta permeabilidade e baixa resistência principalmente nos trechos superiores aliado à altos índices pluviométricos e ângulos acima da estabilidade.
- Quanto à projetos de contenções, percebi que existem muitas simplificações e recomendações para as soluções. Algumas destas são:
  1. Sempre dimensionar para espaçamento máximo a ser confirmado em obra para a distribuição das peças de contenção e caso seja necessário, é possível o diminuir na fase de alocação.
  2. Geralmente, dependendo do tipo de solo segue-se a proporção de 1/3 com face exposta ao ar e 2/3 dentro da terra para os perfis de contenção.
  3. Inclinação de referência: 1:1 (45°) para taludes normais, 1:2 (V:H) para aterros com maiores empuxos e 2:1 (V:H) para corte em solos duros argilosos.
  4. Para cálculo de momento do muro, considere o ponto de giro 1 a 1,5m abaixo da superfície de corte, quanto mais mole o solo, mais próximo de 1,5m.
  5. Tensão máxima causada pelo momento em perfis metálicos,  $\sigma_{perm}=1200 \text{ Kgf/cm}^2$  e  $\sigma_{provisório}=1900 \text{ Kgf/cm}^2$ .

Com as recomendações, o processo de verificação, como também o dimensionamento que inclui escolha do perfil, o espaçamento, o momento solicitante e as tensões correspondentes são facilitados. Os dados e considerações podem ser depois compilados no programa de cálculo de contenções por metro de muro, que representa as deformações, momentos e força cortante atuante em cada tirante. Assim, com base em um parecer técnico da empresa que recomendava projeto de contenções mais drenagem, eu dimensionei a contenção por chumbadores e combinação de manta geotêxtil, buzínates e DHP (Dreno Horizontal Profundo) e apresentei ao meu orientador, que o aprovou. Pela maior complexidade das considerações necessárias para projetar e pelo uso do programa, a maior parte dos estudos de caso foram de projetos de contenções.

## 2.2 Obra Metrô

A partir de dezembro, acompanhava meu orientador em visitas a uma obra de contenção por parede diafragma com cinco linhas de tirantes para viabilização de um túnel para pedestres que ligará uma estação de metrô com um local de interesse. A parede chega a 36m de profundidade pois existe um túnel para passagem de carros que cruza acima do túnel de pedestres em construção. Meu orientador havia sido contratado para fazer o acompanhamento técnico da obra, produzindo ao final de cada dia um relatório sobre os problemas encontrados, decisões tomadas e atualizava o progresso da obra desde sua visita anterior.

A minha primeira visita foi mais breve, fui apresentado aos engenheiros responsáveis pela obra, o mestre de obras e alguns funcionários que me informaram sobre as características e progresso da obra. Revi as plantas do projeto para melhor entendimento e em seguida, verificamos a marcação e construção da mureta guia de 1,5m que facilita a escavação da clampshell.



Figura: Mureta guia

Em janeiro, no início da escavação da primeira lamela, fui novamente para a obra e dessa vez passei o dia acompanhando as atividades e reportando ao meu orientador quando ele deixou a obra. Na execução, optou-se por fazer a primeira lamela em T, o que se mostrou problemático devido à falta de experiência prática com o solo e a falta de integração com outras lamelas, deixando-a "solta" no terreno. Assim, a escavação saiu do prumo após 29 metros, deixando um fundo inclinado que impediria a colocação da armadura. Uma explicação seria que a garra acabou encontrando uma "veia" de solo mais mole e aos poucos se desviando da escavação a prumo e paralelo ao furo. Frente ao problema, participei da discussão de sua resolução, na qual decidimos em apertar a gaiola de armadura na parte inferior para não haver contato entre as duas armaduras da lamela T tampouco entre a armadura e o solo. Vale destacar que a solução foi aceita apenas porque o desaprumo constatado foi inferior a 1% do comprimento de furo, que é o limite máximo previsto na Norma Brasileira NBR 6122/2010.



Figura: Desmontando as ligações soldadas entre das barras para apertar a gaiola

Em outras duas visitas, acompanhei todo o processo depois da escavação até a concretagem com outro engenheiro e reportamos os acontecimentos e questões da obra para meu orientador. Foi feita a limpeza dos agentes flocculantes do polímero que decantam e das partículas de solo que se desprendem do fundo com a clam-shell. Depois, a colocação das chapas espelho (para deixar a superfície interna da parede lisa e criar uma junta entre o concreto da estaca e o misturado com solo fora da área prevista para que seja mais fácil de separá-los sem colocar o concreto e armadura da estaca em risco), das chapas junta do tipo macho e fêmea (para encaixe das lamelas) seguido das armaduras. No posicionamento das chapas e gaiola, o guindaste erguia parte delas e travava na mureta guia para permitir a junção com o resto. Ademais, aplica-se graxa na parte interna da chapa espelho e junta para poder tirar depois de certo endurecimento do concreto e poder utilizar nas próximas lamelas. Por fim, na concretagem, coloca-se um tubo até 30 cm acima do fundo, instala-se um funil no topo e aí, despeja-se o concreto até a cota determinada com o polímero sendo bombeado de volta para os silos para futuro uso após sua aprovação no ensaio de polímero. Antes da concretagem, percebi que aplicavam uma quantidade aparentemente indiscriminada de água no concreto que chegava misturado no caminhão betoneira. Um concreto com alta relação a/c pode comprometer a resistência do material então perguntei ao engenheiro residente se a prática de adição de água sem medição estava correta e este me assegurou que os responsáveis de fato sabiam a quantidade necessária.



Figura: Clam-shell

## 2.3 Acompanhamento Obra Vila Mariana

A segunda obra que visitei com meu orientador, era da fundação da parte interna de uma estrutura por tubulões e brocas. Muito da parte externa seria reaproveitada da estrutura de um restaurante de dois pavimentos, o que impossibilitava o acesso de máquinas pesadas e seriam necessários adaptações para o suporte dos pilares no perímetro.

Devido ao limitado acesso, optou-se por tubulões a céu aberto para pilares excêntricos e os de maior carga (até 15 tf) e brocas para os outros (até 3tf) pois as cargas médias não seriam muito altas. Decidiu-se também que não seria necessário vigas alavancas pela capacidade do tubulão absorver os momentos fletores.

Embora o projeto fosse relativamente simples de executar, encontramos alguns desvios de projetos e problemas na obra. Ao conferir o diâmetro dos tubulões que estavam sendo executados, percebemos que o diâmetro se encontrava 10cm menor dos 80cm especificado em projeto. A mudança foi feita sem consultar o escritório pelo empreiteiro e sem que tomasse responsabilidade pela decisão. Além disso, vale mencionar que além de comprometer a capacidade de carga, o diâmetro de 80cm é mais fácil de se escavar.

Outro problema foi a elevação do nível d'água em relação ao detectado na sondagem, estando 4 metros abaixo da superfície ao invés de 5 a 6m indicado nas sondagens. Isto se apresentou problemático pois o comprimento útil de tubulão foi calculado para 5,5m. Do ponto de vista executivo, seria mais difícil se escavar nos metros finais manualmente sem o uso de bombas por causa da instabilidade do solo graças à presença de água, podendo até ser necessário utilizar anéis de concreto. Portanto, todo o plano de concretagem teve que ser reformulado para escavar os últimos metros de no máximo três tubulões escavados alternadamente para cada dia de concretagem, sendo também importante limpar o fundo dos tubulões e apiloar o fundo das estacas tipo broca antes da concretagem. Outra recomendação seria pedir à construtora, o uso de bombas para facilitar a escavação.

Além disso, observei e registrei as insatisfatórias condições de segurança dos trabalhadores na obra e junto com meu orientador, nos vimos na obrigação de conversar com eles. Muitos não utilizavam capacete mesmo com partes de uma estrutura antiga que teria sido parcialmente demolida acima das áreas de trabalho incluindo a cobertura antiga. Os calçados também não eram adequados: todos os poceiros utilizam apenas chinelos e tinham de ser lembrados a tomar cuidado e respeitar os sinais de limite físico de escavação do solo para não correrem o risco de serem soterrados, pois muitos se arriscam ao saberem que há maior ganho monetário por metro escavado.

## 2.4 Reunião Técnica

No dia 21 de fevereiro de 2017, fui convidado pelo meu orientador a participar de uma reunião técnica com uma empresa incorporadora e construtora no mercado há mais de 60 anos. A reunião cobriria acompanhamentos de obras realizadas junto ao escritório, bem como recomendações técnicas para outras obras e problemas encontrados pós construção. O assunto mais importante e necessitando da presença de um dos sócios da empresa foi a análise e proposições de soluções sobre a ocorrência de trincas motivadas por recalques em certas áreas de um condomínio de casas residenciais em aterro. Embora a FC Projetos não tenha participado do projeto de fundação e contenção deste condomínio, ela foi contratada para solucionar o problema.

Os engenheiros presentes discutiram a viabilidades de diferentes soluções para estabilizar as casas dentre algumas, destaca-se a ideia de demolir algumas casas ou mesmo algumas partes para refazer ou reforçar a fundação. A demolição preocupava a empresa por potencialmente causar problemas políticos, além de serem economicamente inviáveis.

Assim, a discussão se focou mais em torno do reforço da fundação, considerando principalmente a viabilidade executiva e econômica. Estacas mega foram descartadas pela possibilidade de levantar as casas, radier ou vigas de transição apoiados por estacas também foram considerados mas ao final, a solução mais aceita foi o reforço por estaca raiz com execução por fora do perímetro da casa e alavancar para evitar quebra da laje. Com a solução escolhida, meu orientador propôs para as casas de situações menos críticas o mesmo projeto mas com diâmetros e profundidades menores ou fazendo uma mistura de estacas raízes com tubulões.

Após este assunto, meu orientador foi consultado para outros projetos como de contenção no qual propôs uma execução da contenção por tirantes provisórios e depois sacarias e comparou com a solução por muro com perfis metálicos. Em outro projeto, aconselhou um projeto de dreno mais adequado e reparos por preenchimento de uma fenda no pé do talude com calda de cimento para uma contenção que sofria por excesso de sobrepeso não previsto em projeto.

Por último, questões jurídicas foram levantadas para uma situação onde casas acima de uma cortina de concreto armado de contenção estavam se ampliando, aumentando em muito o sobrepeso, levando à patologias como fendas laterais e trincas nas juntas das ampliações devido ao recalque e fundações inadequadas das ampliações. O incremento de carga não era prevista no projeto de contenção e as ampliações não foram passadas por um técnico como está prevista na lei. Meu orientador recomendou que contratassem um engenheiro para avaliação do muro por um parecer técnico e encaminhar para o setor jurídico da empresa.

Embora eu não tenha tido participação ativa na discussão de assuntos técnicos, aprendi muito sobre o intercâmbio de ideias entre engenheiros assim como entre os consultores e seus clientes, além de entender como são abordados as resoluções de ideias conflitantes

entre técnicos e a ética por trás e compreender melhor o universo da engenharia civil direcionada à execução e adaptação de projetos. Ao final da reunião, havia registrado todos os tópicos abordados e soluções em uma ata que foi depois consultada no escritório para detalhes do que fora discutido.

## **2.4 Programas Utilizados**

Embora sejam muito importantes as tabelas e ábacos para diferentes usos como para armaduras de estacas e tubulões pelo método Pfeil e estimativas de tamanho de blocos, o escritório procura sempre utilizar programas de cálculo para seus projetos. Eles são especialmente eficientes e precisos para cálculo de muros de contenção vertical e para os cálculos envolvendo estacas.

Me familiarizei com os mais utilizados pelos engenheiros da FC Projetos, auxiliando e complementando quando podia, chegando a conduzir cálculos em paralelo aos engenheiros para o dimensionamento de soluções.

O programa de cálculo que mais utilizei foi o de determinação do comprimento de estacas, no qual extraía dados essenciais para o cálculo, como perfil do terreno e SPT dos relatórios de sondagem, depois gerenciava os cálculos do método de Decourt-Quaresma ou por Aoki-Velloso e por fim, selecionava o comprimento mais adequado segundo o fator de segurança e características do solo.

Também fiz uso dos programas de verificações de momento no fundo e deslocamentos nas estacas pelo método Russo e Miche, de escolha de diâmetros das estacas de forma rápida e eficiente, bem como os cálculo de empuxo e o subsequente dimensionamento de cortinas com ou sem tirantes.

## **2.5 Desenhista**

O escritório contrata periodicamente um desenhista que se especializa na área geotécnica e trabalha há anos nesse campo. Durante dois dos dias em que ele esteve no escritório, eu o acompanhei enquanto realizava um desenho de um projeto de movimento de terra, com taludes e projetos de drenagem profunda e superficial. Sua ferramenta era o programa AutoCAD no qual me ensinou comandos e atalhos, além de detalhes ou atalhos que poderiam ser tomados ao se desenhar. Deve ter-se em mente que o desenho não precisa ser milimetricamente preciso nem as formas de algo como a superfície do talude devem ser exatas: deve-se priorizar clareza do que está sendo representado e distâncias corretas. Nos dias em que ele não veio ao escritório, fiz um estudo teórico e prático no programa, além de manipular desenhos de projetos existentes para ter contato prático com a representação gráfica. Ao final, ele avaliou a aplicabilidade do que eu havia feito, além de indicar outras funções e métodos e os demonstrar.

O desenhista também é responsável pelo layout do arquivo de projeto que inclui as recomendações de execução e diferentes cortes e vistas das áreas ou tecnologias necessárias. Aqui o trabalho é facilitado por experiência e acesso à arquivos antigos de projetos, pois muitas das recomendações e detalhes no desenho podem ser exportados e adaptados com facilidade.

## 2.5 Desenvolvimento de Projetos

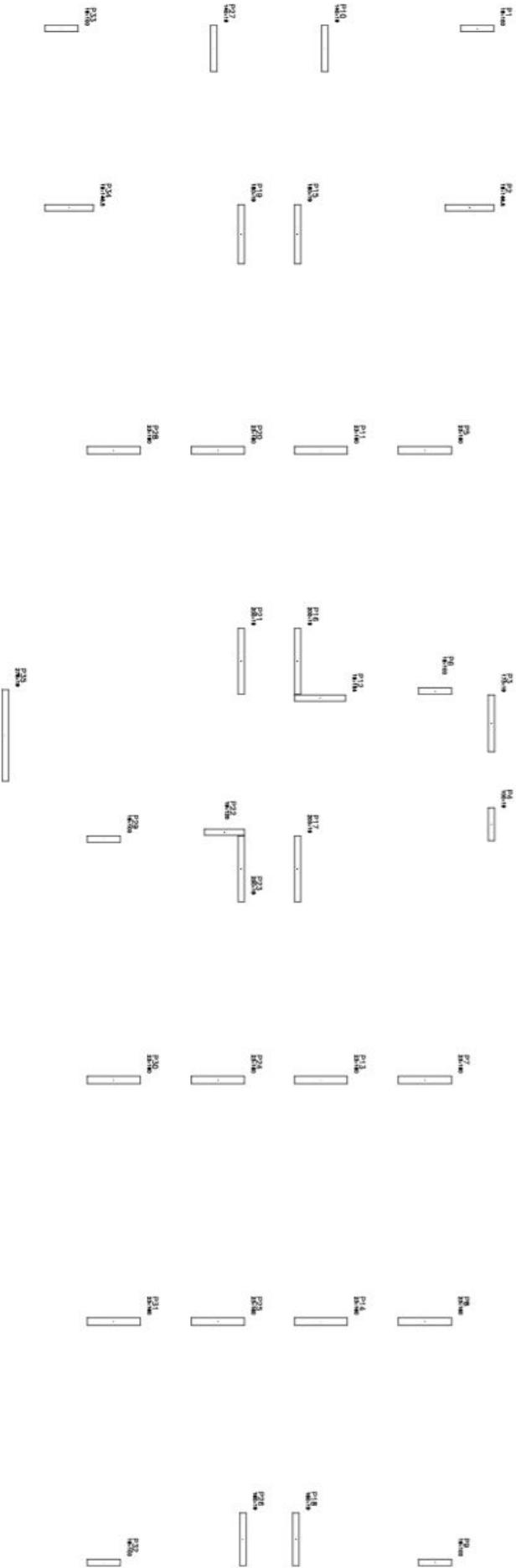
O escritório pedia que fosse entregue a sondagem com ensaio SPT, o projeto estrutural com cargas e o levantamento planialtimétrico para que pudéssemos conhecer as particularidades do terreno e projetos considerando o ponto de vista executivo. Porém, havia alguns casos onde as empresas não teriam como fornecer os documentos do Levantamento ou o de Estrutura. Ao recebermos os documentos disponíveis para um novo projeto, eu participava das análises dos documentos, sugerindo e discutindo diferentes soluções.

Em um desses casos, o projeto estrutural oficial ainda não havia sido definido, a empresa então contratou o escritório para projetar a fundação para três opções de estrutura para poderem fazer a avaliação orçamentária. As opções foram: estrutura convencional de concreto, alvenaria estrutural e paredes de concreto. A estrutura convencional segue o fluxo de cargas de laje para vigas depois pilares e por fim a fundação. Na alvenaria estrutural, a vedação externa tem função dupla como vedação e estrutura do topo até que se apoie na fundação. No projeto de paredes de concreto, toda a vedação incluindo a interna é de concreto com papel estrutural até o subsolo, onde as cargas são transferidas para vários pilares que se apoiam na fundação, deste modo, o prédio estará mais rígido, sofrendo menor influência de cargas horizontais e momentos do vento.

Com meu orientador, analisamos as sondagens, dimensões do terreno, acessibilidade de máquinas de grande porte, declividade e as cargas de cada projeto. Para o pré-dimensionamento, optamos por usar mais de uma estaca de dimensões menores por pilar para suportar melhor os momentos gerados ao invés de uma única estaca de grande diâmetro.

Feito o pré-dimensionamento, verifiquei os casos mais críticos considerando momentos gerados por vento, com a capacidade de carga aumentada em 30% em alguns desses casos, foi necessário aumentar a seção de estaca. Verifiquei também viabilidade de se associar blocos com estacas para alguns pilares e efetuei os cálculos para uma viga alavanca que ligava a um pilar na ponta e dois blocos de estacas para saber o acréscimo e o decréscimo em cada conjunto de estacas.

Abaixo segue a estimativa preliminar de cargas da estrutura convencional, válido apenas para estudo de fundação:



ESTIMATIVA PRELIMINAR DE CARGAS  
 VÁLIDO APENAS PARA ESTUDO DE FUNDAÇÃO

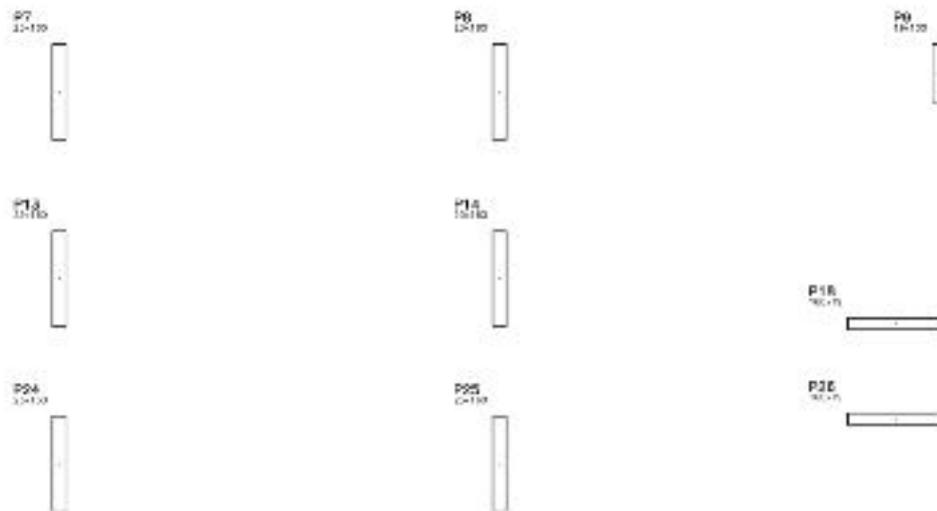


Figura: Representação do Pilar P8 (a direita da planta)

PILAR TORRE	Vento Frontal (90°)				Vento lateral (0°)		
	Nk (tf)	Nk (tf)	Hy (tf)	Mx (tfm)	Nk (tf)	Hx (tf)	My (tfm)
P1=P33	267	53	4	20	10	0	0
P2=P34	489	64	10	53	4	0	1
P3	249	28	0	1	45	5	21
P4	258	36	0	1	42	2	5
P5=P28	529	265	19	74	4	0	1
P6	239	53	2	11	11	0	0
P7=P30	543	243	15	63	13	0	1
P8=P31	513	202	13	52	9	0	1
P9=P32	247	41	2	8	8	0	0
P10=P27	387	22	1	1	2	2	19
P11=P20	489	238	19	75	3	0	1
P12	271	34	7	53	14	0	0
P13=P24	534	231	15	63	10	0	1
P14=P25	531	190	13	52	11	0	1
P15=P19	477	75	1	1	11	4	39
P16	347	68	0	1	10	5	53
P17	520	43	0	1	3	5	34
P18=P26	333	9	0	1	6	3	17
P21	558	38	0	1	3	6	52
P22	262	15	3	15	24	0	0
P23	329	66	0	1	11	4	33
P29	234	52	2	12	3	0	0
P35	431	37	0	1	0	8	117

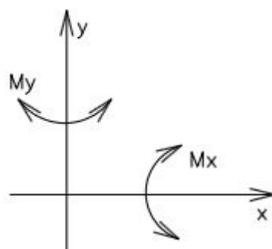


Figura: Tabela de cargas preliminar para o estudo de fundações

## Verificação do Pilar P8 p/ Lote 2 e 3 (1)

$N_k = 513$  tf Vento  $90^\circ$   $N_k$   $H_y$   $M_x$  Vento  $0^\circ$   $N_k$   $H_y$   $M_x$   
 $202$   $13$   $52$   $90$   $1$

Tipo Carga máx

$\phi 60$  145

$\phi 70$  200

$\phi 80$  260

$\phi 90$  340

1 hipótese: sem vento: 2 de  $\phi 80$  pilares

Verificação: Carga máx de vento =  $[260] \cdot 1,3 = 338$

$M_x = 52 \cdot H_y$ , Altura base

$$P = \frac{N_k}{n_{pilares}} + \frac{M_{Dmáx}}{\sum d^2} = 52 \cdot 13 = 65$$

$$P = \frac{513 + 202}{2} + \frac{65}{25,98} = 390 \text{ } \rightarrow \text{Carga máx}$$

Solução: tem q ser 2 de  $\phi 90$

Figura: Exemplo de cálculo de dimensionamento e verificação de estaca hélice contínua considerando esmagamento do concreto da estaca de 500 tf/m<sup>2</sup> para o pilar P8

Em outro caso, para um empreendimento no Rio de Janeiro, nos enviaram a sondagem, o levantamento planialtimétrico e alguns desenhos de arquitetura mas não havia projeto estrutural. Mesmo sem as cargas, foi pedido ao escritório um pré-dimensionamento de um projeto de fundações e contenções.

Características do local: Terreno de difícil acesso por conta de ruas estreitas, pouco espaço para o canteiro, fios elétricos baixos, terreno com pouco desnível, nível d'água variando cerca de um metro abaixo da superfície por estar ao lado de um corpo de água.

O que foi decidido: contenção vertical por muro de arrimo de 2,4 metros em todo perímetro exceto em trecho onde já existe contenção vertical de perfil metálico com 6m cravados de ficha. Três soluções viáveis segundo condições do local propostas para a fundação.

Seguindo orientação do engenheiro, determinamos a área aproximada do subsolo, a quantidade de pilares para a torre e a periferia com espaçamento definido por área e a carga média por pilar. Com estas estimativas, chegamos à estaca hélice contínua, estaca raiz e estaca metálica como propostas. Para os cálculos, consideramos um espaçamento para cada perfil na contenção e com a quantidade de perfis, foi possível estimar quantidade de mão de obra (metro de perfil cravado) e quanto de material (em Kgf de perfil) seria necessário. Em seguida, enquanto eu estimava o comprimento das estacas para a estaca hélice contínua para o método de Decourt Quaresma, meu orientador fazia o mesmo para estaca raiz pelo método de David Cabral, ambos usaram coeficiente de segurança de 1,5. Depois, estimamos a quantidade de aço na armadura da estaca hélice contínua optando pela comumente usada para o diâmetro calculado. Escolhendo a gaiola, calculamos o seu peso e multiplicamos pela quantidade total de estacas para achar peso total de aço para armadura. Por fim, estimamos a mão de obra (comprimento da estaca total) e material (volume de concreto armado do bloco e de estaca) por estimativa e uso de tabelas.

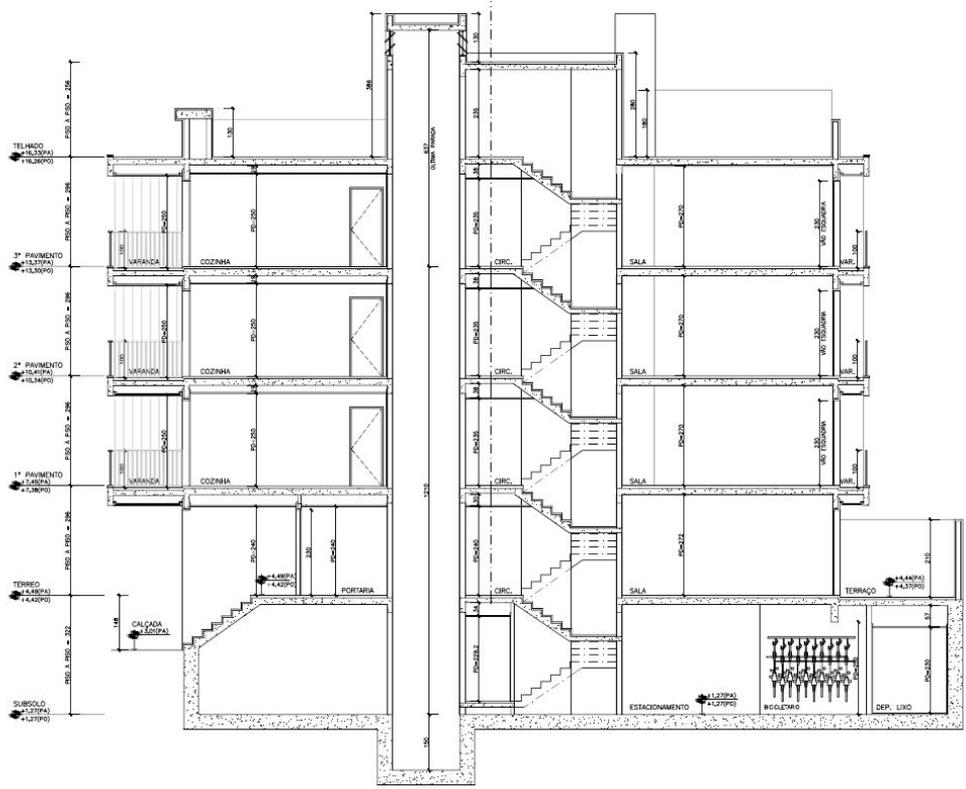


Figura: Corte transversal da arquitetura

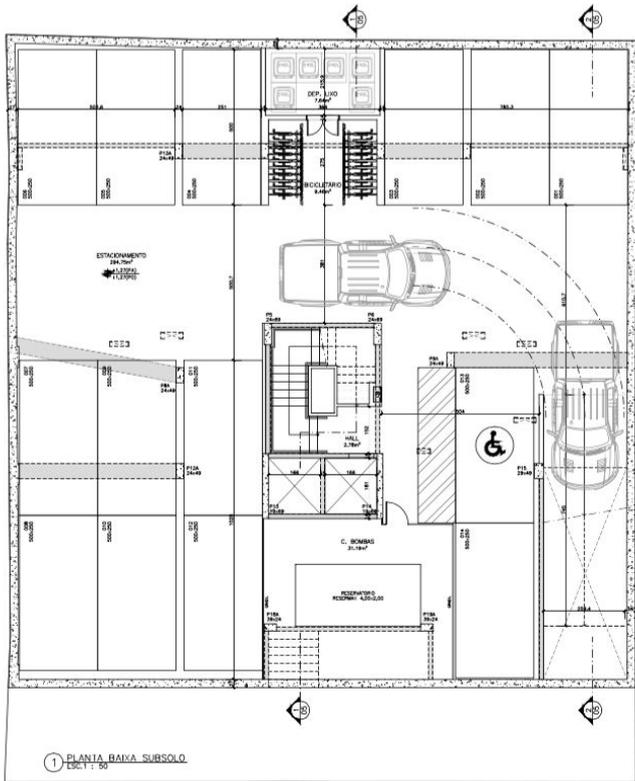


Figura: Planta baixa do pavimento subsolo da arquitetura

Embora esses não tenham sido projetos convencionais de engenharia geotécnica, foram esses em que eu tive maior contribuição e participação ativa. Nesses dois casos, como havia mais complicações e elementos a se considerar, a tarefa era mais desafiadora portanto havia muito espaço para discussão e revisão de cálculos. Para os outros projetos, normalmente eu participava da análise dos documentos, das discussões iniciais e durante o desenvolvimento do projeto, além de cálculos e verificações estruturais.

Comentário: Reparei que a experiência do engenheiro simplificava muito a análise por já estar familiarizado com o solo da região ou com solos parecidos. Ao perguntar sobre o estudo mais aprofundado do solo com a utilização de ensaios como CPT, pressiômetro ou enviar amostras ao laboratório ao engenheiro, me contou que precisou mandar amostras a um laboratório apenas uma vez por informações conflitantes na análise do solo. Portanto, era comum na análise rapidamente saber se o tipo de fundação seria profunda ou rasa e de uma a três soluções eram escolhidas com o conhecimentos das cargas e do solo.

### 3 Conclusão

Em meu tempo na empresa, tive um excelente orientador com mais de 20 anos atuando na área geotécnica e muito estímulo para aprender. Creio que pude experimentar o dia a dia de um consultor e projetista e hoje admiro ainda mais a responsabilidade que vem com o trabalho por carregar toda essa bagagem de experiência e conteúdo, sendo muitas vezes a opinião final e mais respeitada.

A vantagem de ter estagiado em um escritório relativamente pequeno é a dinâmica das atividades para o estagiário: eu poderia começar o dia em um estudo de casos para depois recebermos algum projeto novo, a atualização de algum empreendimento ou mesmo um feedback de clientes e entrar em discussões ou acompanhar análises de projetos, o escritório todo funcionava como uma equipe. Com essa dinâmica, havia mais espaço para o aprendizado de forma prática e teórica das diferentes soluções de fundações e contenções e graças à experiência dos engenheiros, muitas das considerações foram pensadas do ponto de vista do executor o que é essencial a um projetista e evita muitos potenciais problemas como pude observar suas aplicações nas duas obras em que visitei.

Acredito que a experiência na empresa tenha enriquecido em muito minha formação como engenheiro. Tornei-me mais apto a trabalhar com programas de cálculos e desenhos, a me comunicar com clientes, além de ter entendido como se estabelecem as relações entre os engenheiros. No entanto, meus maiores aprendizados certamente estão ligados à metodologia de elaboração de projeto com auxílio dos programas de cálculo, e às teorias que aprendi a partir da experiência de estágio e contato com projetos novos e antigos. Dessa forma, enriqueci tanto meu conhecimento na área geotécnica, quanto minhas habilidades estudantis e profissionais.

São Paulo, 29 de Junho de 2017

---

**EC PROJETOS E CONSULT. FUNDAÇÕES**  
**ENGº ALEXANDRE CARBONE**  
**SÓCIO-DIRETOR**  
**CREA 5060650570-SP**  
**Coordenador Interno**

---

**Aluno**

---

  
**Professor Orientador (Escola)**  
**Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**