Instituto Tecnológico de Aeronáutica

Divisão de Engenharia Civil-Aeronáutica

Relatório Final de Estágio - Promon Engenharia

Aluno: Patrick de Oliveira Conceição

Supervisor ITA: Prof. Eliseu Lucena Neto

Supervisor Promon: Eng° Hélio Mazzilli

São Paulo, 30 de outubro de 2008

FOLHA DE APROVAÇÃO

Relatório Final de Estágio Curricular aceito em 30 de outubro de 2008 pelos abaixo assinados:

Patrick de Oliveira Conceição

Eng° Hélio Mazzili – Supervisor do estágio na empresa

Prof. Eliseu Lucena Neto – Supervisor do estágio no ITA

Profª Íria Vendrame – Coordenadora do Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

Índice

1. Dados do aluno ____ *4*

2. Dados da empresa ____ *4*

3. Projetos ____ *5*

4. Atividades desenvolvidas ____ *5*

4.1. Revap ____ **5**

4.1.1. Levantamento de quantitativos ____ 5

4.1.2. Controle de documentação ____ 6

4.1.3. Memoriais de cálculo ____ 6

4.1.4. Análise e dimensionamento estrutural ____ 7

4.2. Serra Sul ____ **8**

4.2.1. Levantamento de quantitativos ____ 8

5. Evolução das atividades ____ *8*

6. Dificuldades encontradas ____ *9*

7. Conclusão ____ *10*

8. Apêndice ____ *11*

1. Dados do aluno

Nome: Patrick de Oliveira Conceição

Curso: Engenharia Civil-Aeronáutica

Período: 5º ano

2. Dados da empresa

A Promon Engenharia tem posição de liderança consolidada na engenharia brasileira. Sua marca está presente em muitos dos mais importantes empreendimentos realizados no país.

A empresa investe continuamente na busca de excelência e na oferta de soluções de valor para os setores de óleo e gás, energia elétrica, mineração, metalurgia, siderurgia, química, petroquímica e obras civis e tem contribuído, desde 1960, para o desenvolvimento da infra-estrutura básica e de produção do Brasil.

Constam de seu currículo unidades de refino de petróleo, plataformas *offshore*, usinas termelétricas, hidrelétricas, transporte dutoviário, sistemas de transmissão de energia elétrica, usinas siderúrgicas, unidades químicas e petroquímicas, sistemas viários e infra-estrutura de transporte urbano.

A Figura 1 mostra a estrutura organizacional da Promon em nível macro:

Figura 1: Estrutura organizacional da Promon.

3. Projetos

A Promon Engenharia trabalha no regime de força-tarefa e compreende as seguintes disciplinas: Civil, Coordenação, Elétrica, Instrumentação, Mecânica, Processo, Qualidade e SMS, Sistemas de Engenharia e Tubulação. O estágio está totalmente inserido na disciplina de Civil, que é responsável por todo o conjunto inerente a estruturas de concreto, estruturas metálicas, infra-estrutura, geotecnia e arquitetura.

Durante o estágio, todas as atividades foram desempenhadas no âmbito de dois grandes projetos: o primeiro trata-se da modernização da Refinaria Henrique Laje (REVAP-SJC), na qual a Promon faz parte de um Consórcio (em conjunto com a Camargo Corrêa e MPE) responsável por dois EPC´s (Engineering, Procurement and Construction) nesta refinaria; o segundo, cujo cliente é a Companhia Vale do Rio Doce, consiste em uma estação de manutenção, reabastecimento e virada de vagões em São Luís – MA, no projeto denominado Serra-Sul.

4. Atividades desenvolvidas

4.1. Revap

4.1.1. Levantamento de quantitativos

No início do estágio, foi traçado pela equipe de engenheiros a quem me reportava um cronograma de atividades que visava a um aprendizado gradual, "partindo da visão geral para chegar ao específico", como eles mesmos relataram. A idéia seria começar com atividades que passassem um panorama das atividades que estavam sendo desenvolvidas, principalmente na Revap. Sendo assim, optou-se por iniciar com atividades de levantamento de quantitativos. A partir daí, o controle de quantitativos das áreas de responsabilidade da disciplina Civil ficou sob minha incumbência.

A idéia para o controle de quantitativos é a seguinte: o cliente (Petrobras), assim que o contrato é fechado, entrega a todas as suas contratadas uma planilha com os

quantitativos aferidos no projeto básico, que contém todos os volumes de materiais e serviços esperados para a obra.

Iniciado o projeto, todos os desenhos emitidos pela disciplina Civil, bem como documentos de outras disciplinas que tenham alguma correlação com ela devem ser verificados e ter seus quantitativos levantados. Os principais itens desse levantamento são: volumes de concreto (moldado *in loco* e pré-moldado), concreto magro, graute, escavação, reaterro e bota-fora; áreas de formas e apiloamentos e massas de armaduras, telas, insertos e chumbadores.

É imprescindível que o levantamento seja feito tão logo os desenhos sejam emitidos. Isso porque ele deve ser um retrato fiel do que está acontecendo na obra, servindo como um balizador para o planejamento de atividades.

Além do mais, o levantamento dos quantitativos é fundamental para verificar se o volume de materiais e serviços apresentados em obra estão ou não alinhados com os mostrados no orçamento do contrato (com uma certa margem de tolerância para mais ou para menos), podendo gerar, assim, retornos maiores ou menores para a empresa.

4.1.2. Controle de documentação

Diversos tipos de documentos são gerados diariamente por todas as disciplinas. Entre eles estão desenhos, documentos com equipamentos de fornecedores, memoriais de cálculo, lista de materiais (chumbadores e insertos), etc.. Cada um dos desenhos pode passar por diversas revisões (e normalmente passa), a fim de se fazerem modificações e/ou inserções em diversos aspectos. É muito importante que haja o correto controle e arquivamento de tais documentos, a fim de deixá-los disponíveis para acesso rápido sempre que for necessário.

4.1.3. Memoriais de cálculo

Esse foi o penúltimo grupo de atividades a ser desenvolvido. A partir desse ponto teve início o contato direto com análise e dimensionamento de estruturas.

Nessa primeira etapa, fui incumbido de fazer os memoriais para estruturas já dimensionadas porém não documentadas, necessitando de minucioso conhecimento de normas e especificações técnicas da Petrobras, além de já ser necessário ter breve

contato com ferramentas para análise (SAP2000) e dimensionamento (planilhas Promon).

4.1.4. Análise e dimensionamento estrutural

Na etapa final do estágio, além de continuar com as atividades já mostradas anteriormente (incluindo memoriais de cálculo), os trabalhos compreenderam procedimentos de análise e dimensionamento de estruturas. Para tal, foram utilizados o programa SAP2000 para as análises e alguns programas de propriedade Promon para os dimensionamentos.

Esta fase final tratou-se do dimensionamento de uma única estrutura em concreto armado, chamada de *Table Top*. Trata-se de uma estrutura tipicamente industrial, bastante similar às estruturas de prédios habitacional/comerciais, com pilares, vigas e lajes, porém sem qualquer alvenaria de fechamento. Nela, são apoiados diversos tipos de equipamento com cargas bastante elevadas e concentradas em áreas bastante reduzidas. Um outro fator complicador para o dimensionamento é o fato de os equipamentos apresentarem cargas dinâmicas de trabalho devido à sua operação, cargas essas que necessitaram ser consideradas nos cálculos.

O *Table Top* pode ser considerado, num nível de estruturas industriais, algo bastante simples de ser dimensionado, dada a utilização de ferramentas bastante robustas como o SAP2000 e até mesmo os programas de dimensionamento da empresa. Sendo assim, a atividade apesar de trabalhosa mostrou-se bastante simples de ser executada. Vale somente ressaltar a dificuldade inicial que houve para aprender a utilizar o programa, o que custou um tempo pequeno mas bastante produtivo, dado que um engenheiro júnior despendeu algumas poucas horas do seu trabalho familiarizando-me com a interface e as ferramentas.

4.2. Serra Sul

4.2.1. Levantamento de quantitativos

Por se tratar de uma etapa inicial de atividades (projeto básico), o levantamento para a Serra Sul possuiu objetivos diferentes daquele feito para a Revap. O trabalho mostrou-se bem mais complicado, devido à relativa escassez de desenhos existentes, demandando grande habilidade para entender desenhos gerais, sem muitos detalhamentos.

Fiquei responsável pelo levantamento dos quantitativos dos dois prédios do projeto, gerando uma planilha de materiais e serviços, que servirá de base para o cliente precificar o projeto completo para posterior licitação.

5. Evolução das atividades

A Figura 2 mostra a evolução das atividades desenvolvidas para o projeto Revap, durante todo o período de estágio.

Não foi mostrado nenhum diagrama similar para o projeto Serra Sul por ter se tratado de atividade localizada e com duração de pouco menos de duas semanas, mesmo assim com outras atividades paralelas.

Figura 2: Evolução das atividades no projeto Revap.

6. Dificuldades encontradas

O estágio mostrou-se bastante produtivo em termos de aprendizado, porém, certas dificuldades naturais foram encontradas, principalmente no início.

O primeiro ponto foi conseguir a familiarização com termos e procedimentos da empresa, bem como entender todo o processo desencadeado acerca do projeto. Demorou algumas poucas semanas para já estar ambientado ao processo como um todo.

Outro ponto foi a falta de conhecimento técnico em algumas áreas com que precisei lidar diretamente, geralmente algumas minúcias não abordadas em aula, porém bastante corriqueiras em obras. Só para citar alguns exemplos, desconhecia totalmente alguns termos e procedimentos bastante corriqueiros no cotidiano da empresa, tais como *concreto magro, graute, chumbadores, armadura de pele e insertos, entre outros*. Obviamente, o simples fato de assimilar conceitos não foi a parte mais complicada, mas saber a importância de cada componente numa estrutura e como fazer o seu dimensionamento, se for o caso.

Uma das últimas atividades desenvolvidas para o projeto foi a análise estrutural utilizando o programa de elementos finitos SAP2000. A experiência na utilização do MSC Nastran facilitou sobremaneira o aprendizado da nova ferramenta, que a grosso modo funciona de maneira muito semelhante àquele, apresentando a vantagem de possuir uma interface muito mais amigável e simples, permitindo ao usuário dominar grande parte de seus recursos em pouco tempo. Foi um dos quesitos em que menos dificuldades foram encontradas, mesmo porque tive o eficiente auxílio de um engenheiro da Promon nos primeiros passos.

Feita a análise inicial das estruturas, a etapa final consistiu no seu dimensionamento. Para tal, algumas dificuldades foram encontradas devido à eficiente porém pouco amigável ferramenta Fleob. Sem a existência de um tutorial ou qualquer outro mecanismo de ajuda, é impossível utilizá-la sozinho, pois a entrada de dados ainda é feita manualmente e de forma bastante confusa, dada a quantidade enorme de dados e o emprego de termos bastante desalinhados com os usualmente empregados, pelo menos na minha visão. Contudo, depois de se fazer um único dimensionamento completo, os demais tornam-se bastante triviais.

7. Conclusão

O andamento das atividades de estágio esteve em perfeita sintonia com a previsão inicial, a menos para a última atividade, que teve seu início atrasado em pouco mais de duas semanas, não havendo porém maiores prejuízos, a menos por ter sido adquirida uma experiência menor na parte de análise e dimensionamento estruturais, cujo conteúdo considero como sendo o de maior valor agregado ao estágio, dentre as atividades desenvolvidas.

Todo o trabalho foi acompanhado e orientado de perto por equipe de técnicos e engenheiros da empresa, todos com bastante experiência na área e, o que é mais importante, com bastante proatividade para passar conhecimentos de maneira contínua, dando todo o suporte técnico, entendendo e suprindo as deficiências técnicas por mim apresentadas.

Em termos gerais, pode-se concluir que o estágio cumpriu seu objetivo de maneira bastante eficiente, tendo em alguns casos até superado minhas expectativas.

Três foram os fatores que o fizeram lograr tamanho êxito: o elevado conhecimento técnico presente nos trabalhos, o grande espírito corporativo que norteia as atividades (e que aliás é um tópico com o qual os alunos do ITA deveriam saber lidar melhor) e o espetacular comprometimento das pessoas com quem trabalhei.

Apêndice

A fim de mostrar o produto final de uma das etapas mais importantes do estágio – o dimensionamento estrutural – , optou-se por criar tal apêndice, contendo as partes mais relevantes da memória de cálculo produzida ao final do trabalho, o qual se encontra anexa ao presente documento.

A metodologia aqui empregada baseia-se em apresentar os principais tópicos abrangidos e em cada um deles colocar um breve comentário ou um exemplo de cálculo realizado, apenas a título ilustrativo. Foram portanto excluídos do texto original elementos como tabelas e procedimentos de cálculo repetidos.

APÊNDICE

RESUMO DA MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. Premissas de Projeto

1.1 Materiais

- Aço (Barras de aço para concreto)	CA-50; CA-25
- Concreto (Pilares, consolos e vigas)	30 MPa
- Concreto Magro	10 MPa

1.2 Modelo Estrutural

Foi construído um modelo no programa SAP2000. As vigas e pilares foram representados por elementos de barras e as lajes por elementos de placas. Posteriormente foram aplicados os carregamentos de vento, equipamentos, temperatura e sobrecargas. Foram montadas as combinações e envoltórias, e por fim, feitas as análises que permitiram o detalhamento da estrutura, chamada de Table-Top e detalhada na Figura 1.

Figura 1: Imagem do modelo extrudado das Estruturas I e II

1.3 Carregamentos

1.3.1 Carregamento permanente (DEAD)

As cargas de peso próprio da estrutura são automaticamente consideradas pelo programa SAP-2000, com base na definição das seções transversais dos elementos estruturais.

1.3.2 Sobrecarga (SC)

De acordo com as especificações referenciadas no Critério de Projeto de Fundações, Estruturas Metálicas e de Concreto (ET-REVAP-000-120-BCV-001) o valor de sobrecarga é de 5,0kN/m².

1.3.3 Vento

Velocidade básica do vento: V_0 = 40m/s

- fator topográfico: $S_1 = 1,0$
- fator de rugosidade: $S_2 = 0,96$ (para categoria IV, classe B, altura ≤ 30m)
- fator estatístico: $S_3 = 1,0$ (grupo 2)

Velocidade característica do vento: $V_k = V_0.S_1.S_2.S_3 = 38,4m/s$

Pressão do vento: $q_w = 0,613.V_k^2 = 903,9N/m^2 = 0,904kN/m^2$

De acordo com a norma NBR 6123 a força de arrasto é calculada pela seguinte fórmula:

$F=C_a*q*A$

Onde

C_a – coeficiente de arrasto =1,15
$A_x = (1,25*7)+(1,25*7) = 17,5m^2$
$A_y = (0,625*3,5)+(1,25*7,0)+(0,625*3,5)+(2,5*7,0)+(1,25*7,0) = 39,38m^2$

Portanto:

$F_x'=1,15*0,904*17,5 = 18,19kN$
$F_y'=1,15*0,904*39,38 = 40,93kN$

Como se trata de um edifício industrial sem fechamento lateral, mas com equipamentos e tubos em seu interior, será considerado como área de obstrução com largura de ¼ da largura total em cada lado das fachadas.

Sendo assim, as cargas de vento aplicadas no modelo são:

$F_x = 2*(0,13)*(7,0) = 1,82ton = 18,2kN$

$F_y = (0,06*5,25)+[7*(0,18+0,24+0,12)] = 4,1ton = 41,0kN$

$F_x \geq F_x'$ portanto OK!
$F_y \geq F_y'$ portanto OK!

1.3.4 Cargas de Equipamentos

As cargas dos equipamentos foram obtidas a partir dos documentos de fornecedores (B a E para o Table Top I e G a J para o Table Top II). Na Tabela 1 podem ser observadas as cargas dos equipamentos e as respectivas elevações.

Tabela 1: Tabela com a relação dos equipamentos

Table Top I			
TAG	**DESCRIÇÃO**	**CARGA (KN)**	**ELEVAÇÃO**
P-26223	Refervedor da T-26222	82,4	100,850
V-26224	Vaso de topo da T-26222	24,1	100,850
P-26222	Condensador de topo da T-26222	38,78	105,350
V-26225	Vaso de condensado do P-26223	3,24	100,850
Table Top II			
TAG	**Descrição**	**Carga (kN)**	**Elevação**
P-26233	Refervedor da T-26232	82,4	100,850
V-26234	Vaso de topo da T-26232	24,1	100,850
P-26232	Condensador de topo da T-26232	38,78	105,350
V-26235	Vaso de condensado do P-26233	3,24	100,850

1.4 Combinações de carregamento

1.4.1 Estado Limite Último (ELU)

$$Fd = \gamma g.Fgk + \gamma q\ (Fq1k + \Sigma\ \psi oj.Fqjk)$$

γg = coeficiente de ponderação para as ações permanentes = 1,4
γq = coeficiente de ponderação para as ações variáveis
Para ações variáveis decorrentes do uso γq = 1,4;
Para ações variáveis decorrentes de temperatura γq = 1,2;

ψoj = fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas = 0,65 para as cargas acidentais ou 0,6 para as cargas de vento

1.4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

$$Fd,ser = \Sigma.Fgik + \psi 1.\ Fg1k + \Sigma\ \psi 2j.Fqjk$$

Fd,ser = valor de cálculo das ações para combinações de serviço

Fg1k= valor característico das ações variáveis principais diretas

$\psi 1$ = fator de redução de combinações freqüente para ELS

$\psi 2$ = fator de redução de combinações quase permanente para ELS

Os fatores de redução de combinações quase permanente e freqüente para ELS foram considerados como 1, estando a favor da segurança.

1.4.3 Combinações

Para realizar o dimensionamento da superestrutura e fundações foram montadas combinações dos carregamentos aplicados, conforme descrição abaixo nos seus valores característicos.

COMB1k	1*(DEAD)			
COMB2k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)		
COMB3k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX1)	
COMB4k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX2)	
COMB5k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY1)	
COMB6k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY2)	
COMB7k =	1*(DEAD)	1*(Temp+15)		
COMB8k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(Temp+15)	
COMB9k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX1)	1*(Temp+15)
COMB10k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX2)	1*(Temp+15)
COMB11k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY1)	1*(Temp+15)
COMB12k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY2)	1*(Temp+15)
COMB13k =	1*(DEAD)	1*(Temp-30)		
COMB14k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(Temp-30)	
COMB15k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX1)	1*(Temp-30)
COMB16k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VX2)	1*(Temp-30)
COMB17k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY1)	1*(Temp-30)
COMB18k =	1*(DEAD)	1*(Equipamentos)	1*(VY2)	1*(Temp-30)
COMB19k =	1*(DEAD)	1*(P-26232)	1*(P-26233)	1*(V-26234)
COMB1d =	1,4*(DEAD)			
COMB2d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)		
COMB3d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX1)	
COMB4d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX2)	
COMB5d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY1)	
COMB6d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY2)	
COMB7d =	1,4*(DEAD)	1,2*(Temp+15)		
COMB8d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,2*(Temp+15)	
COMB9d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX1)	1,2*(Temp+15)
COMB10d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX2)	1,2*(Temp+15)
COMB11d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY1)	1,2*(Temp+15)
COMB12d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY2)	1,2*(Temp+15)
COMB13d =	1,4*(DEAD)	1,2*(Temp-30)		
COMB15d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX1)	1,2*(Temp-30)
COMB16d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VX2)	1,2*(Temp-30)
COMB17d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY1)	1,2*(Temp-30)
COMB18d =	1,4*(DEAD)	1,4*(Equipamentos)	1,4*(VY2)	1,2*(Temp-30)
COMB19d =	1,4*(DEAD)	1,4*(P-26232)	1,4*(P-26233)	1,4*(V-26234)

Envoltoriak = 1*(COMB1k) + 1*(COMB2k) + 1*(COMB3k) + 1*(COMB4k) + 1*(COMB5k) + 1*(COMB6k) + 1*(COMB7k) + 1*(COMB8k) + 1*(COMB9k) + 1*(COMB10k) + 1*(COMB11k) + 1*(COMB12k) + 1*(COMB13k) + 1*(COMB14k) + 1*(COMB15k) + 1*(COMB16k) + 1*(COMB17k) + 1*(COMB18k) + 1*(COMB19k)

Envoltoriad = 1*(COMB10d) + 1*(COMB11d) + 1*(COMB12d) + 1*(COMB13d) + 1*(COMB14d) + 1*(COMB15d) + 1*(COMB16d) + 1*(COMB17d) + 1*(COMB18d) + 1*(COMB19d) + 1*(COMB1d) + 1*(COMB2d) + 1*(COMB3d) + 1*(COMB4d) + 1*(COMB5d) + 1*(COMB6d) + 1*(COMB7d) + 1*(COMB8d) + 1*(COMB9d)

2. Esforços Obtidos e dimensionamento

2.1 Blocos de fundação

Para cálculo das fundações foi necessário usar as reações nos apoios dos pilares, tirados do processamento do modelo no SAP, calculando inicialmente os esforços nas estacas e posteriormente os blocos.

2.1.1 Estacas

O dimensionamento das estacas foi feito separadamente, ou seja, para cada pilar foi feito uma análise específica dos seus esforços gerados, e a partir destes valores foi dimensionado um conjunto de estacas.

Para o dimensionamento das estacas as combinações especificadas são consideradas apenas os esforços característicos (k), ou seja, não há a aplicação dos fatores de ponderação.

Tabela 2: Esforços característicos resultantes de todos os pilares

	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)
COMB1d	0,00	0,00	16,97	43,02	-66,26
COMB2d	0,00	0,00	26,54	66,90	-108,99
COMB3d	-0,28	0,00	26,54	66,90	-110,23
COMB4d	0,26	0,00	26,54	66,90	-107,79
COMB5d	0,00	-0,68	26,54	69,90	-108,99
COMB6d	0,00	0,68	26,54	63,89	-108,99
COMB7d	0,00	0,00	16,97	43,02	-66,26
COMB8d	0,00	0,00	26,54	66,90	-108,99
COMB9d	-0,28	0,00	26,54	66,90	-110,23
COMB10d	0,26	0,00	26,54	66,90	-107,79
COMB11d	0,00	-0,68	26,54	69,90	-108,99
COMB12d	0,00	0,68	26,54	63,89	-108,99
COMB13d	0,00	0,00	16,97	43,02	-66,26
COMB14d	0,00	0,00	26,54	66,90	-108,99
COMB15d	-0,28	0,00	26,54	66,90	-110,23
COMB16d	0,26	0,00	26,54	66,90	-107,79
COMB17d	0,00	-0,68	26,54	69,90	-108,99
COMB18d	0,00	0,68	26,54	63,89	-108,99
COMB19d	0,00	0,00	18,54	46,94	-74,83

Com o intuito de identificar o carregamento máximo na direção Z gerado por cada pilar foi destacado o valor máximo de F3, que está listado na Tabela 3. Estes valores serviram de referência para a análise dos carregamentos aplicados em cada bloco pelos pilares. As posições das estacas e dos pilares estão apresentadas na **Error! Reference source not found.**.

Tabela 3: Esforços máximos gerados pelos pilares na direção Z.

Pilar	F3 máx (kN)
P1	85,965
P2	110,985
P3	272,379
P4	273,576
P5	442,315
P6	441,162
P7	195,389
P8	194,38

Para calcular os esforços gerados nas estacas sob o pilar P7 (exemplo de bloco hexagonal), foram utilizadas as fórmulas a seguir, e os seus resultados estão apresentados na Tabela 4.

$N/1{,}3$ - conforme o item 5.5.3 da NBR 6122:1996 – Projeto e Execução de Fundações.

Valores máximos de N:

$$N_{MAX}^{A} = \frac{F3}{3} + \left(\frac{F1*h + M2}{e1}\right) + \frac{1}{2}*\left(\frac{-F2*h + M1}{e2}\right)$$

$$N_{MAX}^{B} = \frac{F3}{3} + \left(\frac{-F1*h - M2}{e1}\right) + \frac{1}{2}*\left(\frac{-F2*h + M1}{e2}\right)$$

$$N_{MAX}^{C} = \frac{F3}{3} + \left(\frac{F2*h - M1}{e2}\right)$$

Valores mínimos de N:

$$N_{MIN}^{A} = \frac{F3}{3} - \left(\frac{F1*h + M2}{e1}\right) - \frac{1}{2}*\left(\frac{-F2*h + M1}{e2}\right)$$

$$N_{MIN}^{B} = \frac{F3}{3} - \left(\frac{-F1*h - M2}{e1}\right) - \frac{1}{2}*\left(\frac{-F2*h + M1}{e2}\right)$$

$$N_{MIN}^{C} = \frac{F3}{3} - \left(\frac{F2*h - M1}{e2}\right)$$

A força cortante atuante em cada estaca é dada por:

$$H_{MAX} = \frac{\sqrt{\left(F1^2 + F2^2\right)}}{3}$$

Para calcular os esforços gerados nas estacas sob o pilar P1 (exemplo de bloco retangular), foram utilizadas as fórmulas a seguir, e os seus resultados estão apresentados na Tabela 4.

$$N_{MAX} = \frac{F3}{2} + \left(\frac{F2 * h - M1}{e} \right)$$

$$N_{MAX} = \frac{F3}{2} - \left(\frac{F2 * h - M1}{e} \right)$$

A força cortante atuante em cada estaca é dada por:

$$H_{MAX} = \frac{\sqrt{\left(F1^2 + F2^2\right)}}{2}$$

Tabela 4: Tabela com os esforços transmitidos para as estacas do pilar P7.

	N max (kN)	N max / 1,3	H max (kN)	N min (kN)
COMB1k	34,692	26,686	0,644	47,794
COMB2k	51,530	39,638	1,130	74,425
COMB3k	47,543	36,572	1,399	78,765
COMB4k	56,050	43,115	1,014	69,611
COMB5k	58,312	44,855	1,545	64,330
COMB6k	45,167	34,743	2,850	84,101
COMB7k	23,709	18,238	1,386	59,767
COMB8k	40,548	31,190	1,853	86,398
COMB9k	36,560	28,123	2,184	90,738
COMB10k	45,067	34,667	1,554	81,585
COMB11k	47,329	36,407	2,013	76,304
COMB12k	34,185	26,296	3,273	96,074
COMB13k	56,655	43,581	1,134	23,848
COMB14k	73,493	56,533	0,923	50,479
COMB15k	69,507	53,467	0,465	54,819
COMB16k	78,014	60,011	1,463	45,664
COMB17k	80,275	61,750	1,714	40,385
COMB18k	67,130	51,639	2,613	60,155
COMB19k	36,872	28,363	0,756	52,212

Os valores de N máximo e mínimo foram tomados com base na orientação positiva dos eixos, adotando-se a mesma referência utilizada pelo SAP. Sendo assim, pode-se ter valores máximos maiores que o mínimo. Como não foram encontrados para nenhum dos pilares valores negativos para N, tomaram-se somente os valores máximos como sendo os maiores valores dentre Nmax e Nmin considerando-se todas as combinações.

Seguindo o mesmo raciocínio de cálculo para o P3, foi feito o dimensionamento das estacas para os demais pilares. E os resultados dos carregamentos máximos nas estacas estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5: Resumo dos valores dos carregamentos dos pilares nas estacas

Pilar	N max (kN)	N max / 1,3	H max (kN)
1	86,392	66,455	16,559
2	77,912	59,933	16,278
3	156,545	120,420	12,904
4	155,026	119,251	13,105
5	182,099	140,076	3,094
6	183,317	141,013	3,230
7	105,171	80,901	3,273
8	102,737	79,028	3,254

A partir dos valores de normal e cortante aplicados nas estacas, apresentados na Tabela 5, e considerando a possibilidade de aumento em 30% da capacidade de carga das estacas, foram adotadas para esta estrutura, estacas do tipo hélice contínua de diâmetro 30 cm, conforme o esquema da **Error! Reference source not found.**.

Tabela 6: Especificações das estacas adotadas para a estrutura I

			Carga de Trabalho (kN)		
Símbolo	**∅ cm**	**Profundidade (m)**	**Compressão**	**Tração**	**Horizontal**
⊕	30	19,0	300	-	20

2.1.2 Blocos de fundação

O dimensionamento das armaduras dos blocos de estacas foi realizado segundo os ensaios de Blévot. Neste documento, somente serão mostrados os cálculos para blocos com 2 estacas.

Dimensionamento da Armação de Blocos de 2 Estacas

Dados Característicos do Bloco:

Diâmetro da Estaca:	30	cm
Cap. de Carga da Estaca:	30	tf
0,7< α <0,85:	0,85	
P:	60	tf
α . P :	51	tf
l:	75	cm
a:	30	cm
d (adotado):	70	cm
fyk:	5000	Kgf/cm²
fck (bloco):	300	Kgf/cm²
fck (estaca):	200	Kgf/cm²

Cálculo das Armaduras:

a) Cálculo de dmin:

$$d \geq 0{,}50 \cdot (l - \frac{a}{2}) = \quad 30{,}00 \quad \text{cm}$$

b) Cálculo de Z1 segundo os lados, e armadura principal:

$$Z1 = \frac{1{,}15 \cdot P}{4d} \cdot (l - \frac{a}{2}) = \quad 14{,}79 \text{ tf}$$

$$As_{princ} = \frac{Z1_d}{fy_d} = \quad \mathbf{4{,}76} \quad \text{cm}^2 \text{ -}$$

c) Cálculo de A´s:

$$As' = \frac{As}{5} = \quad \mathbf{0,95} \quad cm^2 \text{ -}$$

d) Cálculo de armadura de pele:

b= 80,00 cm

Apele=0,125%*b= **0,10** cm²/face

Verificação da Compressão na Biela:

θ - ângulo da biela:

$$\theta = arctg\frac{d}{(l\sqrt{2}/2)-(a\sqrt{2}/4)} = \quad 58,78\ °$$

σlim - tensão limite no pilar:

$$\sigma_{lim} = 1,28 \cdot fck = \quad 384 \quad Kgf/cm^2$$

σ´lim - tensão limite na estaca:

$$\sigma'_{lim} = 1,28 \cdot fck = \quad 256 \quad Kgf/cm^2$$

Verificação das Tensões nos Pilares e Estacas:

$$\sigma_{pil} = \frac{P}{Ac \cdot \text{sen}^2\theta} = \quad 91,16 \quad Kgf/cm^2 \quad < \sigma lim \quad OK!$$

$$\sigma_{est} = \frac{P}{2A'c \cdot sen^2\theta} = \quad 58,03 \quad Kgf/cm^2 \quad < \sigma lim \quad OK!$$

2.2 Pilares

O cálculo dos pilares foi feito com o auxílio do programa FLEOB v 4.0, a partir dos valores de momentos e normais de cálculo, tirados do processamento do SAP. Foram calculadas as armaduras para todas as combinações de carregamento e destacadas as que apresentaram maiores valores em cada pilar.

Primeiramente será apresentado um dos pilares com sua seqüência de cálculo completa, e posteriormente as tabelas contendo os valores críticos e armaduras dos demais pilares, devido à sistematização do cálculo.

2.2.1 Pilar P1

Dimensionamento de Pilares (λ < 90)- NBR 6118:2003

Concreto		
f_{ck}	30	MPa
γc	1,40	
fcd	21,4	MPa

Aço		
fyk	500	MPa
γs	1,15	
fyd	435	MPa

Seção

hx	0,30	m
hy	0,30	m

L (plano YZ) =	4,75	m
Kxz =	1,00	
le,x =	4,75	m
λx	55	

L (plano XZ)	4,75	m
Kyz	1,00	
le,y	4,75	m
λy	55	

Esforço Normal de Cálculo

Nd 4.9 tf
νd 0.03

Momentos de Cálculo iniciais (1a Ordem)

Flexão Mx (plano YZ)

◉ Pilar biapoiado

○ Pilar em balanço

M1dx, Topo -1.4 tfm

M1dx, Base 2.4 tfm

ea,y = 0.024 m

$$M_{1d,x,\min} = N_d \cdot e_{a,y}$$

M1d,x,min 0.12 tfm

Flexão My (plano XZ)

◉ Pilar biapoiado

○ Pilar em balanço

M1dy, Topo -0.9 tfm

M1dy, Base -2.5 tfm

ea,x 0.024 m

$$M_{1d,y,\min} = N_d \cdot e_{a,x}$$

M1d,y,min 0.12 tfm

M1d,x

M1d,y

Seção Resistente a Mx

Seção Resistente a My

Seção da Intermediária (pilares bi-apoiados) / seção crítica (pilares em balanço)

Verificação se há necessidade da consideração dos esforços locais de 2a ordem

Condição para a dispensa dos efeitos locais de 2a ordem: $\lambda < \lambda_1$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \qquad 35 \le \lambda_1 \le 90 \qquad e_1 = \frac{máx(M_a; M_b; M_c)}{N_d}$$

a) Para pilares bi-apoiados: $\alpha_b = 0.60 + 0.40 \frac{M_b}{M_a}$ $\qquad 0.4 \le \alpha_b \le 1.0$

Ma = maior valor absoluto ao longo do pilar (M1d Topo ou M1d Base)
Mb = valor do momento da outra extremidade (M1d Topo ou M1d Base), sendo positivo se tracionar a mesma face que Ma e negativo caso contrário.
Mc = Momento de 1a ordem na seção intermediária

$$M_c = \alpha_b \cdot M_a \ge M_{1d,\min}$$

b) Para pilares em balanço: $\alpha_b = 0.80 + 0.20 \frac{|M_c|}{|M_a|}$ $\qquad \alpha_b \ge 0.85$

$$\frac{1}{r} = \frac{0.005}{h(\nu + 0.5)} \le \frac{0.005}{h} \qquad \nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$M_{d,tot} = M_c + N_d \times \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \ge M_{1d,A} \qquad e_2 = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \qquad M_2 = N_d \cdot e_2$$

		Direção x	Direção y
Ma	tfm	2.4	2.5
Mb	tfm	-1.4	0.9
αb		0.40	0.74
Mc	tfm	0.96	1.87
e1 / h		1.62	1.72
λ1		90.0	63.0
λ		54.8	54.8
		Pilar Curto Não há 2a ordem	Pilar Curto Não há 2a ordem
1/r		0.017	0.017
e2	m	0.000	0.000
M2	tfm	0.00	0.00

Condições de dimensionamento

νd = 0.03 **Nd =** 4.92 tf

$$A_{sTot} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

a) Seção do Topo $M_{d,tot} = Máximo\{M_{1d,\min} ; M_{1d}\}$

		Dir X	Dir Y
M1d,mín	tfm	0.12	0.12
M1d	tfm	1.42	0.87
Md, tot	tfm	1.42	0.87

$M_{1d} = M_c$

$M_{d,tot} = Máximo\ \{M_{1d,\min} ; M_{1d}\} + M_{2d}$

b) Seção Intermediária

		Dir X	Dir Y
M1d,mín	tfm	0.12	0.12
M1d	tfm	0.96	1.87
M2d	tfm	0.00	0.00
Md,tot	tfm	0.96	1.87

c) Seção da Base

		Dir X	Dir Y
M1d,mín	tfm	0.12	0.12
M1d	tfm	2.39	2.53
Md, tot	tfm	2.39	2.53

NBR 6118:2003

As Mín = 3.6 cm2
As Máx = 36.0 cm2
(fora da emenda)

NBR 6118:1978
As Mín = 7.2 cm2

FLEOB - Dimensionamento à Flexão Oblíqua Composta

c = 5 cm

hx = 0.30 m
hy = 0.30 m

Armaduras por face (%)					
Face 1	Face 2	Face 3	Face 4	Arm. Total	Num COMBS
0.500	0.500	0.000	0.000	100%	1

Resumo do Dimensionamento

Área de aço (cm2): 4.9
Taxa de armadura: 0.54%

Esforços Resistentes			Deformações					
NRd tf	MRdx tfm	MRdy tfm	Concr. / mil	Aço / mil	As TOT cm2	Caso	COMB	Seção
-4.9	1.42	0.87	-2.8	10.0	1.2	1	1	Topo
-4.9	0.96	1.87	-3.2	10.0	2.0	2	1	Intermed
-4.9	2.39	2.53	-3.5	6.5	4.9	3	1	Base

2.3 Vigas

Todas as vigas foram dimensionadas segundo a seqüência de cálculo apresentada abaixo, e têm seus resultados apresentados individualmente, junto aos respectivos valores de carregamentos extraídos do SAP.

Parâmetros adotados:

Concreto			Aço		
fck	30	MPa	fyk	500	MPa
γc	1,40		γs	1,15	
αv	0,88		fyd	435	MPa
fcd	21,4	MPa	c + fi/2	5,60	cm
fctm	2,90	MPa	Es	210.000	MPa
fctd	1,45	MPa	alfa e	8,05	
Ecs	26.072	MPa	cobrimento	4	cm

Solicitações	
γf	1,00

(A ponderação das solicitações foi feita através de combinações no SAP, de acordo com o item 11.7.1 da NBR-6118:2003)

Seqüência de cálculo:

- Armadura de flexão longitudinal mínima

$$f_{ck} = 30MPa$$
$$A_{s,\min} = 0{,}0015 \cdot Ac$$

Vigas 25cm x 60cm

$$A_{s,\min} = 0{,}0015 \cdot 25 \cdot 60 = 2{,}25cm^2$$

Vigas 30cm x 60cm

$$A_{s,\min} = 0{,}0015 \cdot 30 \cdot 60 = 2{,}70cm^2$$

Vigas 25cm x 40cm

$$A_{s,\min} = 0{,}0015 \cdot 25 \cdot 40 = 1{,}50cm^2$$

- Armadura de flexão longitudinal

$$x = 1{,}25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0{,}425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right]$$
$$x \leq x_{34}$$
$$A_s = \frac{Md}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}4 \cdot x)}$$

- Armadura de cisalhamento

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \operatorname{sen}\alpha} \geq 0{,}2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} = 0{,}2 \cdot \frac{2{,}90}{500}$$

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} \geq 0{,}2 \cdot \frac{2{,}90}{500} \cdot b_w$$

Vigas 25cm x 60cm

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} \geq 0{,}2 \cdot \frac{2{,}90}{500} \cdot b_w = 0{,}029cm$$

Vigas 30cm x 60cm

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} \geq 0{,}2 \cdot \frac{2{,}90}{500} \cdot b_w = 0{,}035cm$$

Vigas 25cm x 40cm

$$\frac{A_{sw,\min}}{s} \geq 0{,}2 \cdot \frac{2{,}90}{500} \cdot b_w = 0{,}029cm$$

- Ancoragem

$$f_{ck} = 30MPa$$
$$f_{ct,m} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2{,}90MPa$$
$$f_{ctk,\inf} = 0{,}7 \cdot f_{ct,m} = 2{,}03MPa$$
$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,\inf}}{\gamma_c} = 1{,}45MPa$$
$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Região de boa aderência

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}45 = 3{,}26MPa$$
$$l_b = 34\phi$$

ø (mm)	Boa Aderência
12,5	43 cm
16,0	55 cm
20,0	68 cm
25,0	85 cm

- Estribos

$$\begin{cases} Vsd \leq Vrd_2 \\ Vsd \leq Vrd_3 = Vc + Vsw \end{cases}$$

$$Vrd_2 = 0{,}27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = (1 - \frac{f_{ck}}{250})$$

$$Vrd_3 = Vc + Vsw$$

$$Vsw = (Asw / s) \cdot 0{,}9d \cdot f_{ywd} (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha);$$

$$Vc = Vco = 0{,}6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

- Controle de Fissuração

Cálculo da linha neutra

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + A'_s \cdot \frac{Es}{Ec} \cdot (x - d') = A_s \cdot \frac{Es}{Ec} \cdot (d - x)$$

Cálculo do momento de inércia no Estádio II (Branson)

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (d - x)^2 + A'_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (x - d')^2$$

$$Mr = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_0}{yt}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{Mr}{M\max}\right)^3 \cdot I_0 + \left[1 - \left(\frac{Mr}{M\max}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

Cálculo da tensão máxima no aço

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{eq}} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (x - d)$$

Cálculo da abertura média das fissuras:

$$w = \left[\frac{\phi}{12{,}5 \cdot \eta_b} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{As / Ac} + 45\right)\right]$$

$$w = \left[\frac{3}{12{,}5\eta_b} \cdot \frac{\phi}{f_{ctm}} \cdot \frac{\sigma_s^{\,2}}{E_s}\right]$$

2.4 Lajes

Verificou-se os momentos característicos críticos em cada uma das lajes, a partir da análise do modelo da estrutura, com o uso do programa SAP2000. Os valores extraídos foram os máximos das combinações, nas direções X e Y do modelo.

Parâmetros adotados:

Concreto		
f_{ck}	30	MPa
γc	1,40	
αv	0,88	
fcd	21,4	MPa
fctm	2,90	MPa
f_{ctd}	1,45	MPa
Ecs	26.072	MPa

Aço		
fyk	500	MPa
γs	1,15	
fyd	435	MPa
c + fi/2	5,60	cm
Es	210.000	MPa
alfa e	8,05	
cobrimento	4	cm

Solicitações		
γf	1,00	

(A ponderação das solicitações foi feita através de combinações no SAP, de acordo com o item 11.7.1 da NBR-6118:2003)

Seqüência de Cálculo:

LAJE Armadura Positiva:

hlaje=	20	cm	ϕx=	1	cm
cobrimento=	4	cm	ϕy=	1	cm

dx = hlaje - cobrimento - ϕx/2= 15,5 cm
dy = hlaje - cobrimento - ϕx - ϕy/2 = 14,5 cm

mk - momento característico positivo md = mk * 1,4 [ton.m/m]

mkx=	3,4	ton.m/m	mdx=	3,4	ton.m/m
mky=	3,1	ton.m/m	mdy=	3,1	ton.m/m

Cálculo da linha neutra e dimensionamento como peça sub-armada:

$$x = 1{,}25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{md}{0{,}425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

fck= 30 Mpa

$x < x_{3,4} = 0{,}628 * d$

	mdx	mdy	
x=	1,568897	1,531949	
$x_{3,4}$=	9,734	9,106	
	OK	**OK**	**Verificação I: $x < x_{3,4}$**

$$As = \frac{md}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}4x)}$$

Armaduras mínimas:

$As_{min} = 0{,}0010 \cdot bw \cdot h$	2	cm²/m	-
$A's_{min} = 0{,}0015 \cdot bw \cdot h$	3	cm²/m	-

	mdx	mdy				
Asnec=	6,401101	6,250351	cm²/m	–	–	-
	OK	**OK**	**Verificação II: As > As $_{min}$**			

LAJE Armadura Negativa:

hlaje=	20	cm	ϕx=	0,63	cm
cobrimento=	4	cm	ϕy=	1	cm

dx = hlaje - cobrimento - ϕx/2= 15,685 cm
dy = hlaje - cobrimento - ϕx - ϕy/2 = 14,87 cm

m´k – momento característico negativo m´d = m´k * 1,4 [ton.m/m]

m´kx=	0	ton.m/m	m´dx=	0	ton.m/m
m´ky=	0,94	ton.m/m	m´dy=	0,94	ton.m/m

Cálculo da linha neutra e dimensionamento como peça sub-armada:

$$x = 1{,}25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{md}{0{,}425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

fck= 30 Mpa

$x < x_{3,4} = 0{,}628 * d$

	m´dx	m´dy	
x=	0	0,43901	cm
$x_{3,4}$=	9,85018	9,33836	cm
	OK	**OK**	**Verificação I: x < $x_{3,4}$**

2.4.1 Elevação 100,850 (Lajes L101, L102, L103)

ELU Flexão - NBR-6118:2003

		M11 -Y pos	M22 - X pos	M11-Y neg	M22 - X neg
MSk	KN.m	13,2	14,5	6,2	3,8
MSd	KN.m	13,2	14,5	6,2	3,8
bw	cm	100	100	100	100
h	cm	20	20	20	20
d'	cm	5	5	5	5
xLN	cm	0,61	0,68	0,29	0,17
x/d		0,04	0,05	0,02	0,01
As, nec	cm2	**2,1**	**2,3**	**1,0**	**0,6**
As Min	cm2	3,16	3,16	3,16	3,16

Adotado					
Bitola	mm	10	10	10	10
c/	cm	20,0	20,0	20,0	20,0
Qtde	unid	5,0	5,0	5,0	5,0
As Adot	cm2	**3,9**	**3,9**	**3,9**	**3,9**

Barras / camada	5,00	5,00	5,00	5,00
Camadas sugeridas	1	1	1	1
d' (sugerido) (cm)	5,50	5,50	5,50	5,50

Estado Limite de Fissuração - NBR-6118:2003

		M11 -Y pos	M22 - X pos	M11-Y neg	M22 - X neg
Mgk	KN.m	17,7	19,4	5,4	0,0
Mqk	KN.m	4,4	4,9	1,3	0,0
M, C.F	KN.m	20,4	22,3	6,2	0,0
Ic	cm4	6,67E+04	6,67E+04	6,67E+04	6,67E+04
yt	cm	10,0	10,0	10,0	10,0
Mr	KN.m	20,3	20,3	20,3	20,3
As, adot	cm2	5,2	7,9	3,9	1,6
As', adot	cm2	0,0	0,0	0,0	0,0
x,II	cm	3,2	3,8	2,8	1,8
I,II	cm4	6,96E+03	9,76E+03	5,44E+03	2,38E+03
1/r		1,12E-04	8,78E-05	4,36E-05	0,00E+00
σ, c	MPa	9,2	8,6	3,2	0,0
σ, s'	MPa	-43,4	-22,7	-20,3	0,0
σ, s	MPa	-279,1	-207,1	-111,8	0,0
Bitola	mm	10,0	10,0	10,0	6,3
η1		2,25	2,25	2,25	2,25
ρ r		0,01	0,02	0,01	0,00
w1	mm	0,14	0,08	0,02	0,00
w2	mm	0,20	0,11	0,10	0,00

Estado Limite de Fissuração - NBR-6118:2003

		M11 -Y pos	M22 - X pos	M11-Y neg	M22 - X neg
Mgk	KN.m	7,5	8,3	3,5	2,2
Mqk	KN.m	1,9	2,1	0,9	0,5
M, C.F	KN.m	8,7	9,5	4,1	2,5
Ic	cm4	6,67E+04	6,67E+04	6,67E+04	6,67E+04
yt	cm	10,0	10,0	10,0	10,0
Mr	KN.m	20,3	20,3	20,3	20,3
As, adot	cm2	3,9	3,9	3,9	3,9
As', adot	cm2	0,0	0,0	0,0	0,0
x,II	cm	2,8	2,8	2,8	2,8
I,II	cm4	5,44E+03	5,44E+03	5,44E+03	5,44E+03
1/r		6,12E-05	6,72E-05	2,87E-05	1,76E-05
σ, c	MPa	4,4	4,9	2,1	1,3
σ, s'	MPa	-28,5	-31,3	-13,4	-8,2
σ, s	MPa	-157,0	-172,5	-73,8	-45,2
Bitola	mm	10,0	10,0	10,0	10,0
η1		2,25	2,25	2,25	2,25
ρ r		0,01	0,01	0,01	0,01
w1	mm	0,04	0,05	0,01	0,00
w2	mm	0,15	0,16	0,07	0,04