

ÁLISE DE CUSTO
E
DESENVOLVIMENTO DE PROJETO
DE FUNDAÇÕES
DE UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL

ADRIANO DO NAZARETH PESSANHA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
FEVEREIRO - 2004

ANÁLISE DE CUSTO
E
DESENVOLVIMENTO DE PROJETO
DE FUNDAÇÕES
DE UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL

ADRIANO DO NAZARETH PESSANHA

“Projeto Final apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
FEVEREIRO - 2004

ANÁLISE DE CUSTO
E
DESENVOLVIMENTO DE PROJETO
DE FUNDAÇÕES
DE UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL

ADRIANO DO NAZARETH PESSANHA

“Projeto Final apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 14 de fevereiro de 2004.

Comissão Examinadora:

Dr. Sebastião José Petrucci Rangel (Eng., Engenharia Civil) – CONSTRUWORK

Prof. Aldo Duran Farfan (Dsc., Engenharia Civil) – UENF

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Dsc., Engenharia Civil) – UENF
Orientador

RESUMO

Este projeto final de Engenharia teve por objetivo desenvolver o Projeto Executivo da fundação do edifício residencial Spazio Trianon. Em um estudo preliminar foi feito o pré-dimensionamento das fundações profundas do edifício para diferentes opções de estacas para se determinar a viabilidade de execução.

Em uma primeira análise foram consideradas fundações em estacas Pré-moldada de concreto, Hélice Contínua e Franki para o corpo do edifício e fundações em sapatas para as garagens.

No cálculo da capacidade de carga das estacas, foram utilizados métodos que utilizam o SPT, o Aoki-Velloso proposto em 1975 e Décourt-Quaresma proposto em 1978.

Foi feita uma análise de custo dos diferentes tipos de fundações.

Para o orçamento foi considerado o custo das estacas, materiais para a execução dos blocos e mobilização do equipamento de execução das estacas.

A alternativa em estacas pode apresentar menor custo global se considerarmos o menor volume dos blocos de coroamento. Daí a importância de obter o orçamento dos blocos.

Uma alternativa de estaca pode apresentar menor custo, no entanto, é necessário se avaliar mais de uma alternativa para comparar suas vantagens e desvantagens.

Após se avaliar as características das estacas, percebemos que a Hélice contínua foi a que melhor atenderia às necessidades, pois além de ser a mais econômica é a única que não provoca distúrbios, vibrações e ruídos sonoros em alta intensidade.

Após a análise dos diferentes tipos de estacas e a escolha pela estaca Hélice contínua foi desenvolvido o Projeto Executivo. Este projeto consta de planta de locação e carga dos pilares, especificações e detalhamentos das estacas, blocos e sapatas, e processo executivo das fundações.

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975) —————	5
Tabela 2 - Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975) —————	5
Tabela 3 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978) —————	6
Tabela 4 - Valores de F1 e F2 (Décourt e Quaresma, 1978) —————	7
Tabela 5 - Capacidade de carga das estacas por Aoki e Velloso —————	7
Tabela 6 - Capacidade de carga das estacas por Décourt e Quaresma ———	7
Tabela 7 - Números de estacas necessárias por pilar —————	8
Tabela 8 - Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Hélice Contínua ———	10
Tabela 9 - Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Franki —————	10
Tabela 10 - Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Pré-moldada ———	11
Tabela 11 - Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Hélice Contínua	12
Tabela 12 - Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Franki ———	12
Tabela 13 - Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Pré-moldada —	13
Tabela 14 - Recalques das estacas tipo Hélice Contínua —————	16
Tabela 15 - Armadura longitudinais e transversais das estacas —————	18

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Detalhe típico de sapatas com carga centrada	20
Figura 2 - Dimensionamento de sapatas com carga centrada -Pilar 32-36	21
Figura 3 – Detalhe típico de sapatas com carga excêntrica	22
Figura 4 - Dimensionamento de sapatas com carga excêntrica - Pilar 29-41	23
Figura 5 – Detalhamento do bloco sobre uma estaca	25
Figura 6 - Dimensionamento do bloco sobre uma estaca	26
Figura 7 – Detalhamento do bloco sobre duas estacas	27
Figura 8 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 2 e 3	29
Figura 9 - Cálculo das reações na viga 1 devido aos pilares de divisa	31
Figura 10 - Dimensionamento da viga alavanca 1 – Pilar 42/51/52	32

SUMÁRIO

RESUMO	III
ÍNDICE DE TABELAS	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	V
1. Introdução	3
2. Pré-Dimensionamento das Fundações Profundas	4
2.1. Métodos Utilizados	5
2.1.1. Método Aoki-Velloso	4
2.1.2. Método Décourt-Quaresma	6
2.2. Cálculo da Capacidade de Carga	7
2.3. Determinação do Número de Estacas por Pilar	8
3. Análise Econômica das Fundações	9
3.1. Orçamento dos Blocos de Coroamento	9
3.2. Orçamento das Estacas	11
4. Escolha do Tipo de Fundação Profunda	13
4.1. Vantagens e Desvantagens	13
4.2. Fundação Escolhida	16
5. Verificação dos Recalques das Fundações Profundas	16
6. Cálculo da Armadura Longitudinal e Transversal das Estacas	17
6.1. Cálculo da armadura longitudinal	17
6.2. Cálculo da armadura transversal	17
7. Dimensionamento das Sapatas	18
7.1. Cálculo da Tensão Amissível do Solo	19
7.2. Dimensionamento Estrutural	20
7.2.1. Sapatas com Carga Centrada	20
7.2.2. Sapatas com Carga Excêntrica	22
8. Verificação dos Recalques das Fundações Rasas	24

9. Dimensionamento dos Blocos de Coroamento	24
9.1. Bloco sobre uma estaca	25
9.1.1. Cálculo da forma	25
9.1.2. Cálculo da armadura vertical	25
9.1.3. Cálculo da armadura horizontal	25
9.2. Bloco sobre duas Estacas	27
9.2.1. Cálculo da forma	27
9.2.2. Cálculo da armadura de tração	27
9.2.3. Cálculo da armadura de compressão	28
9.2.4. Cálculo da armadura de horizontal	28
9.2.5. Cálculo da armadura vertical transversal	28
9.2.6. Cálculo da tensão de compressão, na biela junto a estaca	28
10. Dimensionamento das Vigas Alavancas	30
10.1. Cálculo da altura mínima	30
10.2. Cálculo da armadura de tração	30
10.3. Cálculo da armadura de compressão	30
10.4. Cálculo da armadura de pele	31
10.5. Cálculo da armadura transversal	31
BIBLIOGRAFIA	33
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	33
APÊNDICE	34
Dimensionamento das Armaduras das Estacas	35
Dimensionamento das Sapatas com Carga Centrada	40
Dimensionamento das Sapatas com Carga Excêntrica	43
Dimensionamento dos Blocos sobre uma Estaca	46
Dimensionamento dos Blocos sobre duas Estacas	48
Dimensionamento das Vigas Alavancas	57
ANEXO	62
Resistência a Penetração – SPT	63

1 – Introdução

Este projeto final de Engenharia teve por objetivo desenvolver o Projeto Executivo da fundação do edifício residencial Spazio Trianon localizado na Rua Marechal Floriano, nº 222, centro, na Cidade de Campos dos Goytacazes. O edifício encontra-se em fase de construção pela Construtora Cronstruwork e a sua conclusão está prevista para o final de 2005, onde possuirá 10 andares com 2 apartamentos por andar, 2 coberturas duplex e 2 andares de garagem.

Algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação. Este é o caso, pois o subsolo desta obra é constituído por argila mole até um profundidade considerável, em que uma fundação em estacas é a solução que se impõe. Quanto ao tipo de estaca haverá, em geral, algumas opções a examinar.

A NBR 6122 estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de 2 vezes a sua menor dimensão, e a pelo menos 3 metros de profundidade, logo fundações em estacas geralmente são fundações profundas e é como será chamado aqui.

A alternativa em estacas, por outro lado, pode apresentar menor custo global se considerarmos o menor volume dos blocos de coroamento. Assim, é válido se estudar mais de uma alternativa e comparar suas vantagens como, por exemplo, custo e prazo de execução.

Destaca-se que as fundações do edifício estudado foram iniciadas em estacas Raiz para o corpo do mesmo e fundações em sapatas para as garagens, no entanto devido a problemas no equipamento de execução das estacas, não foi dado continuidade a este tipo de fundação, optando-se então pelo uso de estacas do tipo Hélice Contínua com 24m de profundidade para o corpo do edifício e permanecendo o uso de sapatas para as garagens.

2 – Pré-dimensionamento das fundações profundas

Neste estudo preliminar foi feito o pré-dimensionamento das fundações profundas do edifício para diferentes opções de estacas para se determinar a viabilidade de execução. Em uma primeira análise foram consideradas fundações em estacas Pré-moldada de concreto, Hélice Contínua e Franki para o corpo do edifício e fundações em sapatas para as garagens.

2.1 – Métodos utilizados

Para o cálculo da capacidade de carga das fundações profundas, foram utilizados diferentes métodos “estáticos”.

Nos métodos “estáticos” a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, resistência esta obtida em ensaios “in situ”.

No cálculo da capacidade de carga das estacas, foram utilizados métodos semi-empíricos, pois se baseia em dados de sondagem a penetração SPT. Dentre os métodos semi-empíricos que utilizam o SPT, o Aoki-Velloso proposto em 1975 e Décourt-Quaresma proposto em 1978, foram os utilizados onde estão descritos em Velloso e Lopes, 2002.

2.1.1 – Método Aoki-Velloso

Aoki e Velloso (1975) apresentaram seu método no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

Tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (q_p) quanto a de atrito lateral (q_s) são avaliadas em função da tensão de ponta q_c do ensaio de penetração do cone (CPT).

Para se levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) foram definidos os coeficientes F1 e F2.

Os Valores de F1 e F2 foram obtidos a partir da retro-análise de resultados de provas de cargas em estacas descritos em Velloso e Lopes, 2002.

Segue Abaixo os valores de F1 e F2 para o método de Aoki e Velloso.

Tabela 1 – Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Estaca	F1	F2
Hélice Contínua	2,00	4,00
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50

Como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade de ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim dotou-se $F2 = 2F1$.

O coeficiente α foi estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito local do cone com a ponteira Begemann com a tensão de ponta (q_c).

Na ausência de ensaios CPT, são utilizados os ensaios SPT segundo a seguinte correlação $q_c = KN$.

Segue Abaixo os valores de K e α para o método de Aoki e Velloso.

Tabela 2 – Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia Siltosa	8,0	2,0
Areia Silto-Argilosa	7,0	2,4
Areia Argilosa	6,0	3,0
Areia Argilo-Siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte Arenoso	5,5	2,2
Silte Areno-Argiloso	4,5	2,8
Silte Argiloso	2,3	3,4
Silte Argilo-Arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila Arenosa	3,5	2,4
Argila Areno-Siltosa	3,0	2,8
Argila Siltosa	2,2	4,0
Argila Silto-Arenosa	3,3	3,0

Logo:

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ.}} &= q_p + q_s \\ Q_{\text{últ.}} &= q_c / F1 + q_c \cdot \alpha / F2 \\ Q_{\text{últ.}} &= A \cdot K \cdot N / F1 + U \sum \alpha \cdot K \cdot N \cdot \Delta l / F2 \end{aligned}$$

A – Área de ponta da Estaca

U – Perímetro da Estaca

Δl – Comprimento da Estaca

N – Número do SPT

F1 e F2 – Coeficientes de modificação – (Ver Tabela 1)

K e α - Valores adotados por Aoki-Velloso (1975) – (Ver Tabela 2)

2.1.2 – Método Décourt-Quaresma

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram o seu método no VI Congresso Brasileiro um método para determinação da capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT.

Para a resistência de ponta toma-se o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

A resistência de ponta em tf/m^2 é dada por $q_p = CN$.

Segue Abaixo os valores de C para o método de Décourt e Quaresma.

Tabela 3 – Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte-Arenoso	25
Silte Argilo Arenoso	20
Argila	12

Para a resistência lateral acha-se o $N_{\text{médio}}$ onde este é o valor médio ao longo do fuste. Na determinação do $N_{\text{médio}}$, os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e os maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

A resistência lateral, em tf/m^2 , é dada por $\tau_{\text{últ.}} = N_{\text{médio}}/3 + 1$

$$Q_{\text{últ.}} = q_p + q_s$$

$$Q_{\text{últ.}} = A.C.N / F1 + U.\Delta l.(N_{\text{médio}}/3 + 1) / F2$$

A – Área de ponta da Estaca

U – Perímetro da Estaca

C - Valor adotado por Décourt-Quaresma (1978) – (Ver Tabela 3)

F1 e F2 – Coeficientes de modificação – (Ver Tabela 4)

Tabela 4 – Valores de F1 e F2 (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de Estaca	F1	F2
Hélice Contínua	4,0	4,3
Franki	4,0	1,3
Pré-moldada	4,0	1,3

2.2 – Cálculo da capacidade de carga das estacas

A Tabela 5 e 6 apresenta a capacidade de carga das estacas pelo método Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, respectivamente, para cada solução de fundação considerada.

Tabela 5 – Capacidade de carga das estacas por Aoki e Velloso

Hélice Contínua			Franki			Pré-moldada		
$\phi 35$	$\phi 50$	$\phi 60$	$\phi 70$	$\phi 45$	$\phi 52,5$	$\phi 33$	$\phi 38$	$\phi 42$
52,3 Tf	89,4 Tf	118,9 Tf	152,4 Tf	60,8 Tf	77,1 Tf	54,9 Tf	67,5 Tf	78,3 Tf

Tabela 6 - Capacidade de carga das estacas por Décourt e Quaresma

Hélice Contínua			Franki			Pré-moldada		
$\phi 35$	$\phi 50$	$\phi 60$	$\phi 70$	$\phi 45$	$\phi 52,5$	$\phi 33$	$\phi 38$	$\phi 42$
80,3 Tf	135,9 Tf	180 Tf	229,9 Tf	133,6 Tf	167 Tf	124,6 Tf	150,2 Tf	143,9 Tf

2.3 – Determinação do número de estacas por pilar

Apesar da capacidade de carga ter sido calculada pelos dois métodos, para o cálculo do número de estacas foi utilizado os resultados de Aoki-Velloso, pois é o mais adequado para solos compressíveis.

A Tabela 7 apresenta o número de estacas necessárias por pilar para cada solução de fundação considerada.

Tabela 7 – Números de estacas necessárias por pilar

Pilar	Hélice Contínua			Franki		Pré-moldada		
	φ50	φ60	φ70	φ45	φ52,5	φ33	φ38	φ42
1-(230t)	0	2	0	0	3	0	0	3
2-(180t)	2	0	0	3	0	0	3	0
3-(180t)	2	0	0	3	0	0	3	0
4-(230t)	0	2	0	0	3	0	0	3
5-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
6-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
7-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
8-(175t)	2	0	0	3	0	0	0	3
9-(175t)	2	0	0	3	0	0	0	3
10-(285t)	0	0	2	0	4	0	0	4
11-(170t)	2	0	0	3	0	0	3	0
12-(180t)	2	0	0	3	0	0	3	0
13-(285t)	0	0	2	0	4	0	0	4
14-(270t)	0	0	2	0	4	0	0	4
15-(270t)	0	0	2	0	4	0	0	4
16-(170t)	2	0	0	3	0	0	3	0
17-(175t)	2	0	0	3	0	0	0	3
18-(220t)	0	2	0	0	3	0	0	3
19-(270t)	0	0	2	0	4	0	0	4
20-(120t)	0	0	1	2	0	0	2	0
21-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
22-(135t)	0	0	1	2	0	0	2	0
23-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
24-(120t)	0	0	1	2	0	0	2	0
25-(110t)	0	1	0	2	0	2	0	0
Total	16	12	13	42	29	12	21	38

3 – Análise econômica das fundações

Foi feita uma análise de custo dos diferentes tipos de fundações.

Para o orçamento foi considerado o custo das estacas, materiais para a execução dos blocos e mobilização do equipamento de execução das estacas.

3.1 – Orçamento dos blocos de coroamento

A alternativa em estacas pode apresentar menor custo global se considerarmos o menor volume dos blocos de coroamento. Daí a importância de obter o orçamento dos blocos.

Para o orçamento dos blocos somente foi considerado o custo dos materiais para a execução dos blocos, ou seja, o custo da mão de obra não foi incluído neste orçamento.

O orçamento dos blocos foi calculado a partir de blocos padrões existentes na Tabela de Elementos Técnicos da Scac.

Segue abaixo as tabelas 8, 9 e 10 com os orçamentos dos blocos considerando, respectivamente, a utilização das estacas Hélice Contínua, Franki e Pré-moldada.

Tabela 8 – Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Hélice Contínua

Diâmetro	Hélice Contínua								
	Nº Blocos 1 Estaca	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ50	0	20,00	R\$ 1,89		0,38	R\$ 190,00			
φ60	6	25,70	R\$ 1,89	R\$ 291,44	0,56	R\$ 190,00	R\$ 640,68	R\$ 932,12	
φ70	3	33,60	R\$ 1,89	R\$ 190,51	0,79	R\$ 190,00	R\$ 450,87	R\$ 641,38	
Diâmetro	Nº Blocos 2 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ50	8	118,00	R\$ 1,10	R\$ 1.038,40	1,10	R\$ 190,00	R\$ 1.672,00	R\$ 2.710,40	
φ60	3	180,00	R\$ 1,10	R\$ 594,00	1,81	R\$ 190,00	R\$ 1.032,84	R\$ 1.626,84	
φ70	5	258,00	R\$ 1,10	R\$ 1.419,00	2,93	R\$ 190,00	R\$ 2.785,40	R\$ 4.204,40	
Total							R\$ 10.115,14		

Tabela 9 – Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Franki

Diâmetro	Franki								
	Nº Blocos 2 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ45	9	70,00	R\$ 1,89	R\$ 1.190,70	0,76	R\$ 190,00	R\$ 1.299,60	R\$ 2.490,30	
φ52,5	0	118,00	R\$ 1,89		1,10	R\$ 190,00			
Diâmetro	Nº Blocos 3 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ45	8	127,00	R\$ 1,89	R\$ 1.920,24	1,23	R\$ 190,00	R\$ 1.874,16	R\$ 3.794,40	
φ52,5	3	236,00	R\$ 1,89	R\$ 1.338,12	2,44	R\$ 190,00	R\$ 1.389,66	R\$ 2.727,78	
Diâmetro	Nº Blocos 4 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ45	0	224,00	R\$ 1,89		2,30	R\$ 190,00			
φ52,5	5	374,00	R\$ 1,89	R\$ 3.534,30	3,98	R\$ 190,00	R\$ 3.781,00	R\$ 7.315,30	
Total							R\$ 16.327,78		

Tabela 10 – Orçamento dos blocos utilizando estacas tipo Pré-moldada

Diâmetro	Pré-moldada								
	Nº Blocos 2 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ33	6	40,00	R\$ 1,89	R\$ 453,60	0,45	R\$ 190,00	R\$ 517,56	R\$ 971,16	
φ38	3	58,00	R\$ 1,89	R\$ 328,86	0,64	R\$ 190,00	R\$ 364,80	R\$ 693,66	
φ42	0	70,00	R\$ 1,89		0,76	R\$ 190,00			
Diâmetro	Nº Blocos 3 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ33	0	61,00	R\$ 1,89		0,85	R\$ 190,00			
φ38	5	102,00	R\$ 1,89	R\$ 963,90	1,08	R\$ 190,00	R\$ 1.029,80	R\$ 1.993,70	
φ42	6	127,00	R\$ 1,89	R\$ 1.440,18	1,23	R\$ 190,00	R\$ 1.405,62	R\$ 2.845,80	
Diâmetro	Nº Blocos 4 Estacas	Peso de Ferro em Kg	Preço do Ferro por kg	Sub total	Volume de Concreto em m3	Preço do concreto por m3	Sub total	SubTotal	
φ33	0	107,00	R\$ 1,89		1,56	R\$ 190,00			
φ38	0	179,00	R\$ 1,89		1,90	R\$ 190,00			
φ42	5	224,00	R\$ 1,89	R\$ 2.116,80	2,30	R\$ 190,00	R\$ 2.183,10	R\$ 4.299,90	
Total							R\$ 10.804,22		

3.2 – Orçamento das estacas

O custo das Estacas foi fornecido pelas empresas em metro linear juntamente com o valor da mobilização do equipamento.

Para as estacas Franki e Hélice Contínua também foi calculado o volume de concreto para se determinar o custo do concreto, pois este é de responsabilidade da contratante.

O preço médio aproximado do concreto usinado em m³ nas concreteiras da cidade é de R\$ 190,00.

Segue abaixo as tabelas 11, 12 e 13 com os orçamentos das fundações considerando, respectivamente, a utilização das estacas Hélice Contínua, Franki e Pré-moldada.

Tabela 11 – Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Hélice Contínua

Hélice Contínua			
Diâmetro	$\phi 50$	$\phi 60$	$\phi 70$
Nº de Estacas	16	12	13
Comp. Da Estaca	24	24	24
Total em Metro Linear	384	288	312
Preço/Metro Linear	R\$ 30,00	R\$ 43,00	R\$ 58,00
Custo da Execução	R\$ 11.520,00	R\$ 12.384,00	R\$ 18.096,00
V. de Concreto (m3)	75,40	56,55	61,26
Preço/m3	R\$ 190,00	R\$ 190,00	R\$ 190,00
Custo do Concreto	R\$ 14.325,66	R\$ 10.744,25	R\$ 11.639,60
Custo da Estaca	R\$ 25.845,66	R\$ 23.128,25	R\$ 29.735,60
Sub. Total			R\$ 78.709,51
Mobilização			R\$ 6.000,00
Blocos (Materiais)			R\$ 10.115,14
Total			R\$ 94.824,65

Tabela 12 – Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Franki

Franki		
Diâmetro	$\phi 45$	$\phi 52,5$
Nº de Estacas	42	29
Comp. da Estaca	24	24
Total em Metro Linear	1008	696
Preço/Metro Linear	R\$ 43,00	R\$ 50,00
Custo da Execução	R\$ 43.344,00	R\$ 34.800,00
V. de Concreto (m3)	160,32	110,69
Preço/m3	R\$ 190,00	R\$ 190,00
Custo do Concreto	R\$ 30.459,94	R\$ 21.031,86
Custo da Estaca	R\$ 73.803,94	R\$ 55.831,86
Sub. Total		R\$ 129.635,80
Mobilização		R\$ 4.000,00
Blocos (Materiais)		R\$ 16.327,78
Total		R\$ 149.963,58

Tabela 13 – Orçamento das fundações utilizando estacas tipo Pré-moldada

Pré-moldada			
Diâmetro	$\phi 33$	$\phi 38$	$\phi 42$
Nº de Estacas	12	21	38
Comp. da Estaca	24	24	24
Total em Metro Linear	288	504	912
Preço/Metro Linear	R\$ 106,50	R\$ 116,50	R\$ 141,50
Custo da Estaca	R\$ 30.672,00	R\$ 58.716,00	R\$ 129.048,00
Sub. Total			R\$ 218.436,00
Mobilização			R\$ 15.000,00
Blocos (Materiais)			R\$ 10.804,22
Total			R\$ 244.240,22

Logo o valor final do orçamento foi respectivamente:

- Hélice Contínua : R\$ 94.824,65
- Franki : R\$ 149.963,58
- Pré-moldada : R\$ 244.240,22

4 – Escolha do tipo de fundação profunda

Uma alternativa de estaca pode apresentar menor custo, no entanto, é necessário se avaliar mais de uma alternativa para comparar suas vantagens e desvantagens como, por exemplo, prazo de execução, distúrbios e vibrações, limitações de diâmetro e comprimento, facilidades de execução, dentre outras.

4.1 – Vantagens e Desvantagens

Hélice Contínua

Vantagens

- A elevada produtividade reduz significativamente o cronograma da obra com apenas 1 equipe de trabalho.

- Adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno, exceto na presença de matacões e rochas.
- O processo executivo não produz os distúrbios e vibrações típicas dos equipamentos a percussão e não causa descompressão do terreno.
- A perfuração com hélice não produz detritos poluídos por lama bentonítica reduzindo os problemas ligados à disposição final de material resultante da escavação.
- Atualmente os equipamentos disponíveis no mercado permitem executar estacas com diâmetros de hélice variando de 275 mm à 1000 mm.

Desvantagens

- Em função do porte do equipamento, as áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação.
- Devido a grande produtividade, exige a central de concreto nas proximidades do local de trabalho.
- Do ponto de vista comercial é necessário um número mínimo de estacas compatível com os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos.
- Limitação nos comprimentos da estaca e da armação, em geral 24m.

Franki

Vantagens

- A estaca tipo Franki possui uma elevada capacidade de carga de trabalho.
- O processo executivo não causa descompressão do terreno.
- Atualmente os equipamentos disponíveis no mercado permitem executar estacas com diâmetros variando de 300 mm à 500 mm.

Desvantagens

- Baixa produtividade.
- A cravação produz os distúrbios e vibrações típicas dos equipamentos a percussão.
- Do ponto de vista comercial é necessário um número mínimo de estacas compatível com os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos.
- Limitação nos comprimentos da estaca e da armação, em geral 35m.
- A execução de uma estaca tipo Franki para ser bem sucedida depende da observância ao método executivo, do uso de equipamentos adequados e de mão-de-obra especializada e experiente.

Pré-moldada

Vantagens

- A estaca tipo Pré-moldada possui uma boa capacidade de carga de trabalho.
- O processo executivo não causa descompressão do terreno.
- Atualmente os equipamentos disponíveis no mercado permitem executar estacas com diâmetros variando de 200 mm à 700 mm.
- Possibilidade de emenda das estacas, permitindo a cravação de um comprimento significativo das estacas em argilas médias a duras.

Desvantagens

- Baixa produtividade.
- A cravação produz os distúrbios e vibrações típicas dos equipamentos a percussão.
- Do ponto de vista comercial é necessário um número mínimo de estacas compatível com os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos.

4.2 – Fundação escolhida

O edifício residencial Spazio Trianon localiza-se em frente ao Teatro Municipal e também faz divisa com uma grande loja de tintas, logo não podemos produzir grandes distúrbios, vibrações e ruídos sonoros, típicos dos equipamentos a percussão.

Ao se avaliar as características das estacas, percebemos que a Hélice contínua é a que melhor atenderia, pois além de ser a mais econômica é a única que não provoca distúrbios, vibrações e ruídos sonoros em alta intensidade.

Após a análise dos diferentes tipos de estacas e a escolha pela estaca Hélice contínua foi desenvolvido o Projeto Executivo. Este projeto consta de planta de locação e carga dos pilares, especificações e detalhamentos das estacas, blocos e sapatas, e processo executivo das fundações.

5 – Verificação dos recalques das fundações profundas

Foi feita a verificação dos recalques da fundação escolhida através do método de Randolph (1977); tb. Randolph e Wrot, (1978), ambos descritos por Velloso e Lopes (2002) em com as correlações obtidas para o Método de Randolph a partir de Provas de Carga.

Segue abaixo a Tabela resumo do cálculo dos recalques das fundações:

Tabela 14 – Recalques das estacas tipo Hélice Contínua

Pilar	Hélice Contínua			
	φ50	φ60	φ70	Recalque(cm)
1-(230t)	0	2	0	0,71
2-(180t)	2	0	0	0,59
3-(180t)	2	0	0	0,59
4-(230t)	0	2	0	0,71
5-(110t)	0	1	0	0,59
6-(110t)	0	1	0	0,59
7-(110t)	0	1	0	0,59
8-(175t)	2	0	0	0,57

9-(175t)	2	0	0	0,57
10-(285t)	0	0	2	0,83
11-(170t)	2	0	0	0,57
12-(180t)	2	0	0	0,59
13-(285t)	0	0	2	0,83
14-(270t)	0	0	2	0,79
15-(270t)	0	0	2	0,79
16-(170t)	2	0	0	0,57
17-(175t)	2	0	0	0,57
18-(220t)	0	2	0	0,68
19-(270t)	0	0	2	0,79
20-(120t)	0	0	1	0,60
21-(110t)	0	1	0	0,59
22-(135t)	0	0	1	0,68
23-(110t)	0	1	0	0,59
24-(120t)	0	0	1	0,60
25-(110t)	0	1	0	0,59

6 – Cálculo da armadura longitudinal e transversal da estaca

O método de execução da estaca hélice-contínua exige a colocação da armação após a sua concretagem e portando com as dificuldades inerentes desse processo executivo, no entanto as estaca submetidas a esforços de compressão normalmente não necessitam de armação conforme NBR-6122, ficando a critério do projetista a armação de ligação com o bloco.

Para o dimensionamento das armaduras foi utilizada a norma NBR-6118-2003.

6.1 – Cálculo da armadura longitudinal

$$A_{sl} \geq \begin{cases} 0,15.P / f_{yk} \\ 0,4\% A_e, \text{ sendo } A_e \text{ a área da estaca} \end{cases}$$

6.2 – Cálculo da armadura transversal

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi A_{sl} / 4, \text{ diâmetro da armadura longitudinal por } 4 \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \phi_e, \text{ diâmetro da estaca} \\ \phi_{A_{sl}}, \text{ diâmetro da armadura longitudinal} \end{cases}$$

A tabela 15 mostra o resumo das armaduras longitudinais e transversais das estacas de 35, 50, 60 e 70 cm de diâmetro. Encontra-se no apêndice o a planilha que foi utilizada para o dimensionamento das armaduras.

Tabela 15 - Armadura longitudinais e transversais das estacas

ARMADURA DAS ESTACAS			
ϕ	Longitudinal	L(m)	Estribo
35	4 ϕ 12,5mm	6,0	ϕ 5mm c/15cm
50	4 ϕ 16mm	6,0	
60	6 ϕ 16mm	6,0	
70	8 ϕ 16mm	6,0	

7 – Dimensionamento das sapatas

As fundações em sapatas, geralmente são denominadas fundações rasas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo circundante.

As sapatas são elementos de apoio de concreto armado, que resistem principalmente por flexão.

As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais freqüentes as sapatas quadradas ($B=L$) e retangulares ($B<L$). Para efeitos geotécnicos, considera-se como retangular uma sapata em que $L \leq 5B$.

O dimensionamento geométrico de fundações diretas e seu posicionamento em planta é a primeira etapa de um projeto, a ser feito para uma tensão admissível σ_a , previamente estimada.

Logo a área necessária da sapata será:

$$A = 1,05.P/\sigma_a = B.L$$

As dimensões da superfície em contato com o solo não são escolhidas arbitrariamente, mas, sim, procurando-se proporções que conduzam a um dimensionamento estrutural econômico.

O dimensionamento econômico será aquele que conduz a momentos aproximadamente iguais nas duas abas, em relação à mesa da sapata. Para tanto, os balanços deverão ser aproximadamente iguais nas duas direções.

7.1 – Cálculo da tensão admissível do solo

De acordo com a NBR 6122/94 – Projeto e Execução de Fundações, a tensão admissível pode ser estimada segundo métodos teóricos, semi-empíricos, provas de carga sobre placa e empíricos.

No cálculo da tensão admissível do solo, foi utilizado um método semi-empírico, pois se baseia em dados de sondagem a penetração SPT.

Chamando-se de N , o valor da resistência à penetração (SPT) média medida com o amostrador Raymond-Terzaghi, pode-se estimar a tensão admissível como sendo:

$$\sigma_{adm.} = 0,02.N \text{ (MPa) ,}$$

válida para qualquer solo natural no intervalo $5 \leq N \leq 20$.

O intervalo de validade procura:

- não permitir o emprego de fundação direta quando o solo for mole ou fofo ($N < 5$);
- limitar a tensão admissível máxima a 0,4 MPa; valores mais elevados somente com ensaios complementares.

O valor da resistência a entrar na expressão será o valor médio representativo da camada de apoio, estimado dentro da profundidade do bulbo de tensões das sapatas (1,5B).

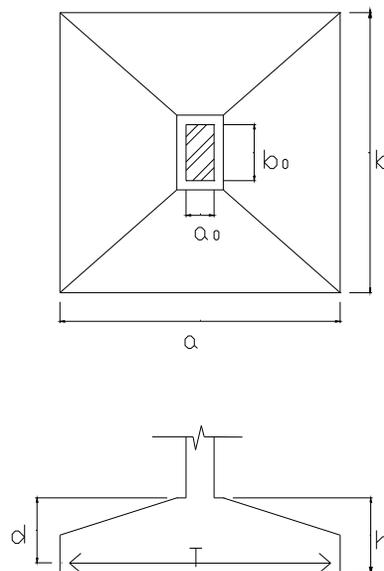
A expressão não leva em conta o efeito do comprimento das hastes na medida da resistência a penetração. É sabido, no entanto, que este efeito é mais sensível nos primeiros metros de sondagem, tornando mais errático o valor de N medido, afetando diretamente o estudo de fundações rasas.

7.2 – Dimensionamento estrutural

Para o dimensionamento de Sapatas foi utilizado o método das bielas comprimidas descritos em Alonso (1983).

7.2.1 – Sapatas com carga centrada

Figura 1 – Detalhe típico de sapatas com carga centrada



$$d \geq \begin{cases} a-a_0 / 4 \\ a-a_0 / 4 \\ 1,44 \cdot (P/\sigma_a)^{1/2} \end{cases} \text{ , em que } \sigma_a = 0,85 \cdot (f_{ck}/1,96)$$

$$T_x = P(a-a_0) / 8d$$

$$T_y = P(b-b_0) / 8d$$

$$A_{sx} = 1.61T_x / f_{yk} \quad (\text{armadura paralela ao lado a})$$

$$A_{sy} = 1.61T_y / f_{yk} \quad (\text{armadura paralela ao lado b})$$

A figura 2 mostra a planilha que foi utilizada para o dimensionamento das Sapatas com carga centrada para os pilares 32 e 36. Encontra-se no apêndice o dimensionamento das outras sapatas com carga centrada.

Figura 2 - Dimensionamento de sapatas com carga centrada -Pilar 32-36

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	39000	Kgf
D. do Pilar (Maior)	30	Cm
D. do Pilar (Menor)	15	Cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	N*0,02	Mpa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm2

Tipo da Sapata (1 ou 2)		
1	Quadrada	Escolha
2	Retangular	1

Tipo da Sapata	Quadrada	
Profundidade	1	M
Lado	184,73	Cm
Lado	184,73	Cm

Altura da Sapata		
d =	42,43	Cm
H =	47,43	Cm

Recalque		
w =	2,74	Cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	12,79	kgf/cm2
$\delta \text{ máx.} =$	35,71	kgf/cm2

Área da Sapata		
Ab =	P*1,05/qadm.	Cm2
Ab =	34125,00	Cm2

Retangular		
Lado 1 (A fixar) =	120,00	cm
Lado 2 (Maior) =	284,38	cm

Quadrada		
Lado =	184,73	cm

Tensão de Tração(Quadrada)		
T =	19500,00	kgf
As	6,28	cm2
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	20,14	cm
Espaçamento de As=	9,13	cm

Tensão de Tração(Retangular)		
T(Maior) =	29224,81	kgf
As =	9,41	cm2
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	30,19	cm
Espaçamento de As=	3,77	cm
T(menor) =	12063,31	kgf
As	3,88	cm2
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	12,46	cm
Espaçamento de As=	23,94	cm

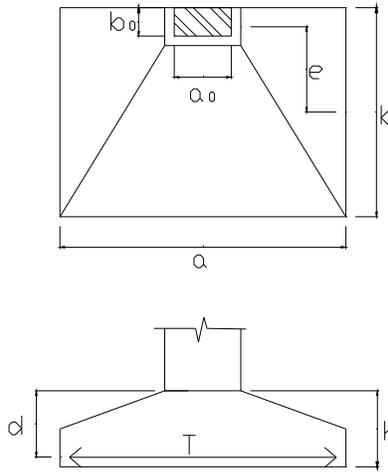
N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3p/	N<=10
	0,4p/	10<N<20
	0,5p/	N>=20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37Mpa
E=	73,72Kgf/cm2

7.2.2 – Sapatas com carga excêntrica

Figura 3 – Detalhe típico de sapatas com carga excêntrica



$$d \geq \begin{cases} a - a_0 / 4 \\ a - a_0 / 4 \\ 1,44 \cdot (P/\sigma_a)^{1/2} \end{cases}, \text{ em que } \sigma_a = 0,85 \cdot (f_{ck}/1,96)$$

$$T_x = P(a - a_0) / 8d$$

$$T_y = P(b - b_0) / 4d$$

$$A_{sx} = 1,61T_x / f_{yk} \quad (\text{armadura paralela ao lado } a)$$

$$A_{sy} = 1,61T_y / f_{yk} \quad (\text{armadura paralela ao lado } b)$$

Obs:

$$\sigma_{adm.} = 0,02 \cdot N \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x.} = 1,3 \cdot \sigma_{adm.} \text{ (MPa)}$$

$$e \leq a/6$$

$$f_{m\acute{a}x} = 1,05P/a \cdot b \cdot (1 + 6e/a)$$

$$f_{m\acute{i}n} = 1,05P/a \cdot b \cdot (1 - 6e/a)$$

A figura 4 mostra a planilha que foi utilizada para o dimensionamento das Sapatas com carga excêntrica para os pilares 29 e 41. Encontra-se no apêndice o dimensionamento das outras sapatas com carga excêntrica.

Figura 4 - Dimensionamento de sapatas com carga excêntrica - Pilar 29-41

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	13500	Kgf
D. do Pilar (Maior) =	30	cm
D. do Pilar (Menor) =	15	cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	N*0,02	MPa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(adotada) =$	0,70	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(máx.) =$	1,56	Kgf/cm ²
E máx. =	37,50	cm

Tipo da Sapata		
	Retangular	
Profundidade =	1	m
Lado 2 (Menor)	90,00	cm
Lado 1 (Maior)	225,00	cm

Altura da Sapata		
D =	52,50	cm
H =	57,50	cm

Recalque		
W =	1,56	cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	3,65kgf/cm ²	
$\delta máx. =$	35,71 kgf/cm ²	

Área da Sapata		
Ab =	P*1,05/qadm.	cm ²
Ab =	20.250,00	cm ²
e =	37,50	cm
f _{máx.} =	1,40	Kgf/cm ²
f _{mín.} =	0,00	Kgf/cm ²

Retangular		
Lado 1 (À fixar) =	90,00	cm
Lado 2 (Maior) =	225,00	cm

Quadrada		
Lado =	142,30cm	

Tensão de Tração(Retangular)		
T(maior) =	6267,86	kgf
As	2,02	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	6,47	cm
Espaçamento de As=	13,33	cm
T(menor) =	18900,00	kgf
As	6,09	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	19,52	cm
Espaçamento de As=	11,32	cm

N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3p/	N<=10
	0,4p/	10<N<20
	0,5p/	N>=20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37Mpa
E=	73,72Kgf/cm ²

8 – Verificação dos recalques das sapatas

Foi feita a verificação dos recalques das sapatas numa solução que leva em consideração a teoria da elasticidade, descritos por Velloso e Lopes (2002), e que permite o cálculo direto dos recalques para alguns casos. Por exemplo, o recalque de uma sapata pode ser previsto por:

$$W = q.B (1-\nu^2) / E$$

q – Pressão média aplicada

B – Menor dimensão da sapata

ν – coeficiente de Poisson

E – Módulo de Yong

$$\nu = \begin{cases} 0,3 & p/ N \leq 10 \\ 0,4 & p/ 10 < N < 20 \\ 0,5 & p/ N \geq 20 \end{cases}$$

$$E = 0,6.N^{1,4}$$

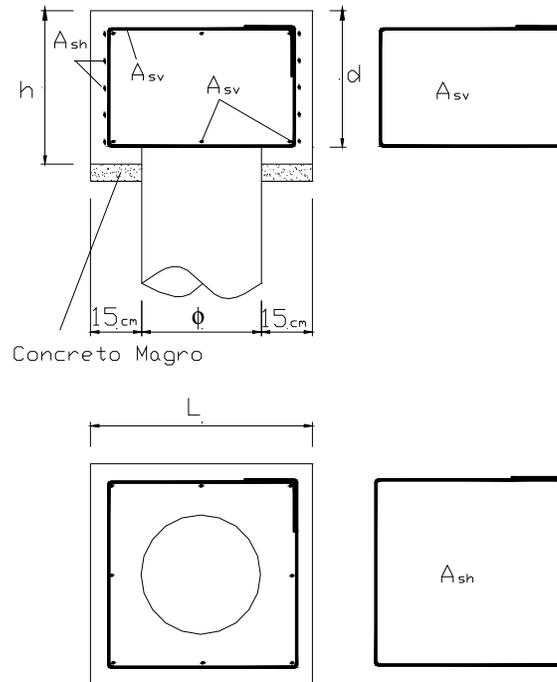
9 – Dimensionamento dos blocos de coroamento

O bloco de coroamento é um elemento de ligação entre a estaca e o pilar.

Para o dimensionamento dos Blocos de Coroamento foi utilizado o método das bielas comprimidas descritos em Alonso (1983).

9.1 – Bloco sobre uma estaca

Figura 5 – Detalhamento do bloco sobre uma estaca



9.1.1 – Cálculo da forma

$$L = \phi + 30\text{cm}$$

$$h = 1,2 \cdot \phi$$

$$d = h - 5\text{cm}$$

9.1.2 – Cálculo da armadura vertical

$$A_{SV} = 0,008 \cdot A_{nc}$$

$$A_{nc} = (1,4 \cdot 1.05P) / (0,85.fcd + 0,008.fyd)$$

9.1.3 – Cálculo da armadura horizontal

$$A_{sh} = 1,4 \cdot \text{Tração}/f_yd$$

Tração = $0,25 \cdot P \cdot ((L-l) / h)$, sendo l a menor dimensão do pilar

A figura 6 mostra a planilha que foi utilizada para o dimensionamento do bloco para uma estaca de 35cm de diâmetro e 400KN de carga. Encontra-se no apêndice a planilha utilizada para o dimensionamento do bloco para uma estaca de 60cm de diâmetro e 1100KN de carga.

Figura 6 - Dimensionamento do bloco sobre uma estaca

Dados de Entrada	
P do Pilar =	400,00KN
Diâmetro da Estaca =	35,00Cm
Menor D. do Pilar =	25,00Cm
Maior D. do Pilar =	25,00Cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca
fck =	20Mpa
fyk =	500Mpa

Dados de Cálculo	
Anc =	0,04M2
Asv =	3,01Cm2
Tração =	95,24KN
Ash =	3,07Cm2

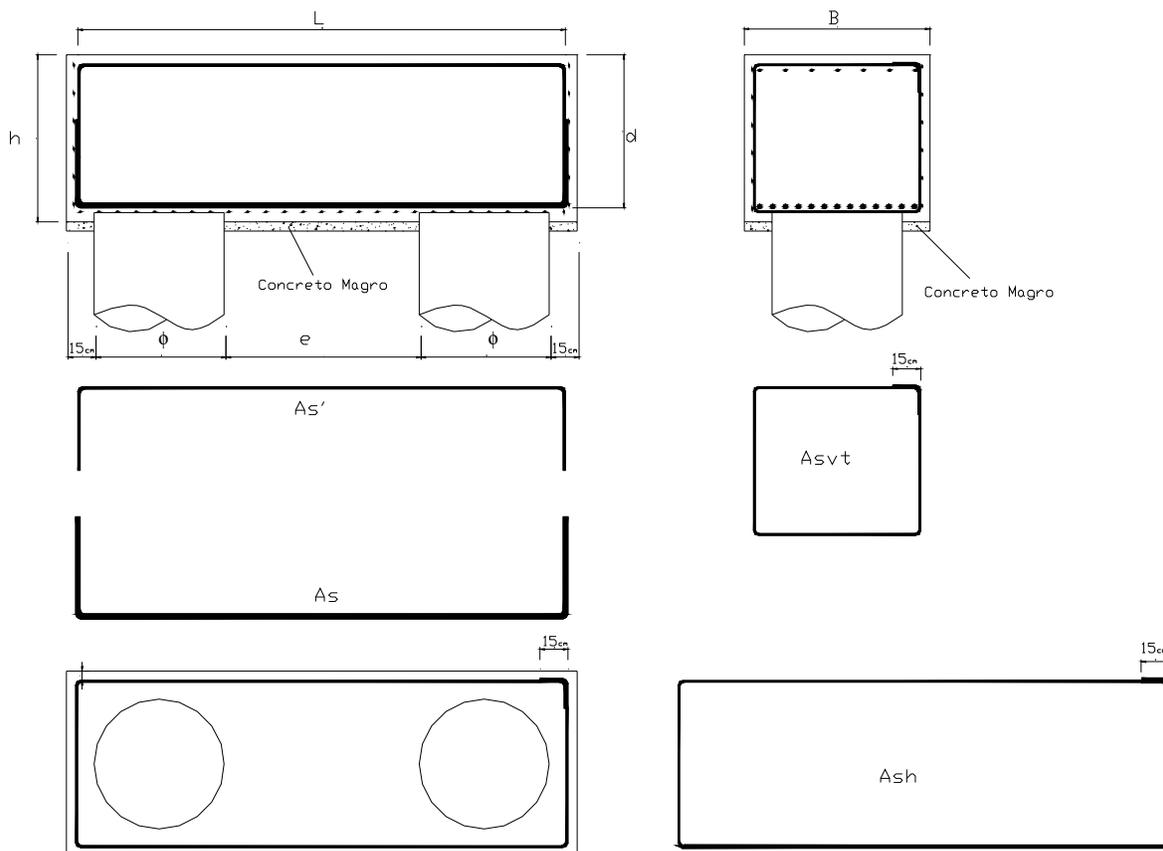
Dados do Bloco

Dimensões	
L =	65,00cm
d =	37,00cm
Altura =	42,00cm

Armadura	
Diâmetro de Asv =	6,30mm
Nº de barras =	2,42Unidade
Espaçamento de Asv =	27,50Cm
Diâmetro de Ah =	6,30Mm
Nº de barras =	4,92Unidade
Espaçamento de Ah =	8,00Cm

9.2 – Bloco sobre duas estacas

Figura 7 – Detalhamento do bloco sobre duas estacas



9.2.1 – Cálculo da forma

$$B = \phi + 30\text{cm}$$

$$L = e + \phi + 30\text{cm}$$

$$e = 2,5\phi$$

$$d = 0,6 (e - l_m/2), \text{ sendo } l_m \text{ a maior dimensão do pilar}$$

$$h = d + 5\text{cm}$$

9.2.2 – Cálculo da armadura de tração

$$A_s = 1,4 \cdot \text{Tração}/f_{yd}$$

$$\text{Tração} = P (2e - l_m/2) / 8.d$$

9.2.3 – Cálculo da armadura de compressão

$$A_s' = 1/5 \cdot A_s$$

9.2.4 – Cálculo da armadura de horizontal

$$A_{sh} = 1/8 \cdot A_s$$

9.2.5 – Cálculo da armadura vertical transversal

$$\phi A_{svt} = 10\text{mm}$$

$$s = 12\text{cm para } P \leq 80 \text{ t}$$

$$s = 10\text{cm para } P \geq 80 \text{ t}$$

9.2.6 – Cálculo da tensão de compressão, na biela junto a estaca

$$P / A'_b \cdot \text{sen}^2 \phi \leq 0,85 \cdot f_{ck}$$

A figura 8 mostra a planilha que foi utilizada para o dimensionamento do bloco para uma estaca de 50cm de diâmetro e 1800KN de carga. Encontra-se no apêndice as planilhas utilizadas para o dimensionamento dos outros blocos sobre duas estacas.

Figura 8 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 2 e 3

Dados de Entrada	
P do Pilar =	1800,00KN
Diâmetro da Estaca =	50,00Cm
Menor D. do Pilar =	40,00Cm
Maior D. do Pilar =	50,00Cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	750,00KN
As =	24,14cm ²
As` =	4,83cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	15,25Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	80,00Cm
L =	205,00Cm
d =	60,00Cm
Altura =	65,00Cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00 mm
Nº de barras =	4,92 unidade
Espaçamento de As =	14,00 cm
Diâmetro de As` =	12,50 mm
Nº de barras =	3,93 unidade
Espaçamento de As` =	17,50 cm
Diâmetro de Ah =	10,00 mm
Nº de barras =	3,84 unidade
Espaçamento de Ah =	13,75 cm
Diâmetro de Avt =	8,00 mm
Nº de barras =	19,50 unidade
Espaçamento de Avt =	10,00 cm

10 – Dimensionamento das vigas alavancas

Para o dimensionamento das vigas alavancas foi utilizado o método de flexão simples descrito em Rocha, 1985-1987.

Para a viga foi calculado:

- Altura Mínima
- Armadura de Tração
- Armadura de Compressão
- Armadura de Pele (ou Costela)
- Armadura Transversal

10.1 – Cálculo da altura mínima

$$d_{\text{mín.}} = r_o \cdot (M / b_w)^{1/2}$$

r_o – (Ver tabela 20A do Rocha, 1985-1987)

M – Momento atuante na viga

b_w – Largura da viga à fixar

10.2 – Cálculo da armadura de tração

$$A_s = M / \alpha_o \cdot d_{\text{adotado}} ,$$

α_o - (Ver tabela 21A do Rocha, 1985-1987)

$$r_o = d_{\text{adotado}} / (M / b)^{1/2}$$

10.3 – Cálculo da armadura de compressão

$$A_s' = 1/5 \cdot A_s$$

10.4 – Cálculo da armadura de pele

$$A_s = 0,05\% \cdot b_w \cdot h$$

$$h = d_{\text{adotado}} + c \text{ (cobrimento)}$$

10.5 – Cálculo da armadura transversal

$$A_s = ((a/2h) \cdot V_d) / z \cdot f_{yd}$$

a – Comprimento de apoio

h – Altura da viga

V_d – Força cortante atuante na viga

$$z = 0,87 \cdot d_{\text{adotado}}$$

f_{yd} – f_{yk}/1,15

Obs.: (a/2h) é o fator de redução da cortante.

A figura 9 mostra a planilha que foi utilizada para o cálculo das reações na viga 1 devido aos pilares de divisa 42 e 51/52. Encontra-se no apêndice o cálculo das reações nas vigas 2 e 3 devido aos outros pilares.

Figura 9 - Cálculo das reações na viga 1 devido aos pilares de divisa

Pilar	42	Carga do Pilar(Tf)	25,00	
Distância entre Apoio Extremo e a Estaca		4675,00mm		Mk= -10,625Tf*m
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar		5100,00mm		Vd= 27,27Tf
Carga na Estaca		27,27t		
Carga no apoio Extremo		-2,27t		

Pilar	51/52	Carga do Pilar(Tf)	25,00	
Distância entre Apoio Extremo e a Estaca		4075,00mm		Mk= -10,625Tf*m
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar		4500,00mm		Vd= 27,61Tf
Carga na Estaca		27,61t		

Carga no apoio Extremo

-2,61t

Figura 10 - Dimensionamento da viga alavanca 1 – Pilar 42/51/52

Flexão Simples

Mk=	-10,63Tf*m
Vd=	27,61Tf
b =	50,00cm
fck =	20,00Mpa
fyk =	500,00Mpa-Ca50
Tab. 20^A Aderson	
ro =	0,175
d_{mín.} =	25,51
dadotado =	35,00
H =	40,00

Verificação Quanto aos Esforços Cortantes

δ d =	19,33kgf/cm ²
δ máx. =	35,71kgf/cm ³

Cálculo da Ferragem Principal

ro =	0,240
-------------	-------

Tab. 21^A Aderson

α o =	27,48
As =	11,05cm ²
Diâmetro de As =	20,00mm
Nº de barras =	3,52und.
As` =	2,21cm ²
Diâmetro de A`s =	10,00mm
Nº de barras =	2,81und.

Estribos

z =	0,3045
fyd =	434,78kgf/cm ²

Fator de Redução da Cortante

Comprimento do apoio (cm) =	35	cm
------------------------------------	----	----

a/2*h =	0,44cm ²
As =	12,77cm ²
As_{mín.} =	12,5cm ²
Diâmetro de As =	8,00mm
Nº de Estribos =	12,70und.
Espaçamento =	7,87cm

Armadura de Costela

As =	1,00cm ²
Diâmetro de As =	6,30mm
Nº de Ferros =	1,60und.
Espaçamento =	10,00cm

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VELLOSO, Dirceu de Alencar & LOPES, Francisco de Rezende, *Fundações* – Rio de Janeiro: COOPE/UFRJ, Volume 2, 2002.

(ALONSO, Urbano Rodriguez, Exercícios de Fundações – São Paulo: Edgard Blucher, 1983.)

(ROCHA, Aderson Moreira da, Concreto Armado – São Paulo: Nobel, 1985-1987.)

BIBLIOGRAFIA

VELLOSO, Dirceu de Alencar & LOPES, Francisco de Rezende, *Fundações* – Rio de Janeiro: COOPE/UFRJ, Volume 1, 2002.

VELLOSO, Dirceu de Alencar & LOPES, Francisco de Rezende, *Fundações* – Rio de Janeiro: COOPE/UFRJ, Volume 2, 2002.

MORAES, Macello da Cunha, 1929, Estruturas de fundações – São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

(ALONSO, Urbano Rodriguez, Exercícios de Fundações – São Paulo: Edgard Blucher, 1983.)

(ROCHA, Aderson Moreira da, Concreto Armado – São Paulo: Nobel, 1985-1987.)

(FUNDAÇÕES: teoria e prática – 2ª edição - São Paulo: Pini, 1998.)

APÊNDICE

Dimensionamento
das
Armaduras Longitudinais
e
Transversais das Estacas

Figura 1 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da estaca

Dados iniciais

f_{ck}	20,00MPa	f_{cd}	14285,71 kN/m ²
L	24,00m	f_{yd}	434782,61 kN/m ²
ϕ	35,00 cm	Aço	CA-50
N_d	520,00kN		

Cálculo de w (ábaco)

V_d	0,38
ω	0,00

Cálculo de $A_{s,tot}$

$A_{s,mín}$	3,85cm ²
$A_{s,máx}$	76,97cm ²
$A_{s,tot}$	3,85cm ²
ϕ	12,5mm
Nº de barras	3,14
Nº de barras (aprox.)	4,00
Aproveitamento	78%

Cálculo da armadura transversal

ϕ	5,00mm
$S_{máx}$	15,00cm

Figura 2 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da estaca

Dados iniciais

f_{ck}	20,00MPa	f_{cd}	14285,71 kN/m ²
L	24,00m	f_{yd}	434782,61 kN/m ²
ϕ	50,00 cm	Aço	CA-50
N_d	890,40kN		

Cálculo de w (ábaco)

V_d	0,32
ω	0,00

Cálculo de $A_{s,tot}$

$A_{s,mín}$	7,85cm ²
$A_{s,máx}$	157,08cm ²
$A_{s,tot}$	7,85cm ²
ϕ	16,0mm
Nº de barras	3,91
Nº de barras (aprox.)	4,00
Aproveitamento	98%

Cálculo da armadura transversal

ϕ	5,00mm
$S_{máx}$	19,20cm

Figura 3 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da estaca

Dados iniciais

f_{ck}	20,00MPa	f_{cd}	14285,71 kN/m ²
L	24,00m	f_{yd}	434782,61 kN/m ²
ϕ	60,00 cm	Aço	CA-50
N_d	1189,00kN		

Cálculo de w (âbaco)

v_d	0,29
ω	0,00

Cálculo de $A_{s,tot}$

$A_{s,min}$	11,31 cm ²
$A_{s,máx}$	226,19cm ²
$A_{s,tot}$	11,31 cm ²
ϕ	16,0mm
Nº de barras	5,63
Nº de barras (aprox.)	6,00
Aproveitamento	94%

Cálculo da armadura transversal

ϕ	5,00mm
$s_{máx}$	19,20cm

Figura 4 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da estaca

Dados iniciais

f_{ck}	20,00MPa	f_{cd}	14285,71 kN/m ²
L	24,00m	f_{yd}	434782,61 kN/m ²
ϕ	70,00 cm	Aço	CA-50
N_d	1520,40kN		

Cálculo de w (ábaco)

V_d	0,28
ω	0,00

Cálculo de $A_{s,tot}$

$A_{s,mín}$	15,39cm ²
$A_{s,máx}$	307,88cm ²
$A_{s,tot}$	15,39cm ²
ϕ	16,0mm
Nº de barras	7,66
Nº de barras (aprox.)	8,00
Aproveitamento	96%

Cálculo da armadura transversal

ϕ	5,00mm
$S_{máx}$	19,20cm

Dimensionamento
das
Sapatas
com
Carga Centrada

Figura 5 – Dimensionamento de sapatas com carga centrada - Pilar (30-31)-(34-35)

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	25940	Kgf
D. do Pilar (Maior)	30	Cm
D. do Pilar (Menor)	15	Cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	N*0,02	MPa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm2

Tipo da Sapata (1 ou 2)		
1	Quadrada	<i>Escolha</i>
2	Retangular	1

Tipo da Sapata Quadrada		
Profundidade	1	m
Lado	150,66	cm
Lado	150,66	cm

Altura da Sapata		
d =	33,91	cm
H =	38,91	cm

Recalque		
w =	2,23	cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	10,37	Kgf/cm2
$\delta \text{ máx.} =$	35,71	Kgf/cm2

Área da Sapata	
Ab =	P*1,05/qadm. cm2
Ab =	22697,50 cm2

Retangular	
Lado 1 (A fixar) =	110,00 cm
Lado 2 (Maior) =	206,34 cm

Quadrada	
Lado =	150,66cm

Tensão de Tração(Quadrada)	
T =	12970,00 kgf
As =	4,18 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	13,40 cm
Espaçamento de As=	11,35 cm

Tensão de Tração(Retangular)	
T(Maior) =	16859,75 kgf
As =	5,43 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	17,42 cm
Espaçamento de As=	6,09 cm
T(menor) =	9082,84 kgf
As =	2,92 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	9,38 cm
Espaçamento de As=	23,42 cm

N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3p/	N<=10
	0,4p/	10<N<20
	0,5p/	N>=20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37Mpa
E=	73,72Kgf/cm2

Figura 6 – Dimensionamento de sapatas com carga centrada – Pilar 33-37

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	25000	Kgf
D. do Pilar (Maior)	30	cm
D. do Pilar (Menor)	15	cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	N*0,02	MPa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm2

Tipo da Sapata (1 ou 2)		
1	Quadrada	<i>Escolha</i>
2	Retangular	1

Tipo da Sapata	Quadrada	
Profundidade	1	m
Lado	147,90	cm
Lado	147,90	cm

Altura da Sapata		
d =	33,23	cm
H =	38,23	cm

Recalque		
w =	2,19	cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	10,17kgf/cm2	
$\delta \text{ máx.} =$	35,71kgf/cm2	

Área da Sapata	
Ab =	P*1,05/qadm. cm2
Ab =	21875,00 cm2

Retangular	
Lado 1 (À fixar) =	110,00 cm
Lado 2 (Maior) =	198,86 cm

Quadrada	
Lado =	147,90cm

Tensão de Tração(Quadrada)	
T =	12500,00 kgf
As	4,03 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	12,91 cm
Espaçamento de As=	11,58 cm

Tensão de Tração(Retangular)	
T(Maior) =	15882,35 kgf
As =	5,11 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	16,41 cm
Espaçamento de As=	6,49 cm
T(menor) =	8935,16 kgf
As	2,88 cm2
Diâmetro de As =	6,30 mm
Nº de barras =	9,23 cm
Espaçamento de As=	22,95 cm

N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3p/	N<=10
	0,4p/	10<N<20
	0,5p/	N>=20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37Mpa
E=	73,72Kgf/cm2

Dimensionamento
das
Sapatas
com
Carga Excêntrica

Figura 7 - Dimensionamento de sapatas com carga excêntrica - Pilar 29-41

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	13500	Kgf
D. do Pilar (Maior) =	30	cm
D. do Pilar (Menor) =	15	cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	$N \cdot 0,02$	MPa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(\text{adotada}) =$	0,70	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(\text{máx.}) =$	1,56	Kgf/cm ²
e máx. =	37,50	cm

Tipo da Sapata	Retangular	
Profundidade =	1	m
Lado 2 (Menor)	90,00	cm
Lado 1 (Maior)	225,00	cm

Altura da Sapata		
d =	52,50	cm
H =	57,50	cm

Recalque		
w =	1,56	cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	3,65	Kgf/cm ²
$\delta \text{ máx.} =$	35,71	Kgf/cm ²

Área da Sapata		
Ab =	$P \cdot 1,05 / q_{adm.}$	cm ²
Ab =	20.250,00	cm ²
e =	37,50	cm
f _{máx.} =	1,40	Kgf/cm ²
f _{mín.} =	0,00	Kgf/cm ²

Retangular		
Lado 1 (À fixar) =	90,00	cm
Lado 2 (Maior) =	225,00	cm

Quadrada		
Lado =	142,30	cm

Tensão de Tração(Retangular)		
T(maior) =	6267,86	kgf
As	2,02	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	6,47	cm
Espaçamento de As=	13,33	cm
T(menor) =	18900,00	kgf
As	6,09	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	19,52	cm
Espaçamento de As=	11,32	cm

N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3 p/	N ≤ 10
	0,4 p/	10 < N < 20
	0,5 p/	N ≥ 20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37 Mpa
E=	73,72 Kgf/cm ²

Figura 8 - Dimensionamento de sapatas com carga excêntrica

Pilar (26-27)-(38-39)-28-40

Dados de Entrada		
Carga do Pilar =	25000	Kgf
D. do Pilar (Maior) =	30	cm
D. do Pilar (Menor) =	15	cm
fck =	20	Mpa

Tensão admissível		
$\sigma_{adm.} =$	N*0,02	MPa
$\sigma_{adm.} =$	1,20	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(\text{adotada}) =$	0,65	Kgf/cm ²
$\sigma_{adm.}(\text{máx.}) =$	1,56	Kgf/cm ²
e máx. =	56,09	cm

Tipo da Sapata	Retangular	
Profundidade =	7	m
Lado 2 (Menor)	120,00	cm
Lado 1 (Maior)	336,54	cm

Altura da Sapata		
d =	80,38	cm
H =	85,38	cm

Recalque		
w =	1,86	cm

Verificação ao Puncionamento		
$\delta d =$	4,55kgf/cm ²	
$\delta \text{ máx.} =$	35,71kgf/cm ²	

Área da Sapata		
Ab =	P*1,05/qadm.	cm ²
Ab =	40.384,62	cm ²
e =	52,50	cm
f _{máx} =	1,26	Kgf/cm ²
f _{mín.} =	0,04	Kgf/cm ²

Retangular		
Lado 1 (À fixar) =	120,00	cm
Lado 2 (Maior) =	336,54	cm

Quadrada	
Lado =	200,96cm

Tensão de Tração(Retangular)		
T(maior) =	11916,87	kgf
As	3,84	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	12,31	cm
Espaçamento de As=	9,17	cm
T(menor) =	33882,50	kgf
As	10,91	cm ²
Diâmetro de As =	6,30	mm
Nº de barras =	35,00	cm
Espaçamento de As=	9,60	cm

N-1=	6,00
v=	0,3

v=	0,3p/	N<=10
	0,4p/	10<N<20
	0,5p/	N>=20

E=	0,6 N E1,4
E=	7,37Mpa
E=	73,72Kgf/cm ²

Dimensionamento
dos
Blocos sobre
uma
Estaca

Figura 9 - Dimensionamento do bloco sobre uma estaca

Dados de Entrada	
P do Pilar =	1100,00KN
Diâmetro da Estaca =	60,00Cm
Menor D. do Pilar =	20,00Cm
Maior D. do Pilar =	60,00Cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca
fck =	20Mpa
fyk=	500Mpa

Dados de Cálculo	
Anc=	0,10M2
Asv=	8,28cm2
Tração =	267,36KN
Ash=	8,61 cm2

Dados do Bloco

Dimensões	
L =	90,00cm
d =	67,00cm
Altura =	72,00cm

Armadura	
Diâmetro de Asv =	8,00mm
Nº de barras =	4,12unidade
Espaçamento de Asv=	20,00cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	5,48unidade
Espaçamento de Ah =	12,40cm

Dimensionamento
dos
Blocos sobre
duas
Estacas

Figura 10 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 8,9 e 17

Dados de Entrada	
P do Pilar =	1750,00KN
diâmetro da Estaca =	50,00cm
Menor D. do Pilar =	25,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	729,17KN
As =	23,47cm ²
As` =	4,69cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	14,83Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	80,00cm
L =	205,00cm
d =	51,00cm
Altura =	56,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	4,78unidade
Espaçamento de As =	14,00cm
Diâmetro de As` =	12,50mm
Nº de barras =	3,82unidade
Espaçamento de As` =	17,50cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	3,73unidade
Espaçamento de Ah =	11,50cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	19,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 11 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 12

Dados de Entrada	
P do Pilar =	1800,00KN
diâmetro da Estaca =	50,00cm
Menor D. do Pilar =	25,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	750,00KN
As =	24,14cm ²
As` =	4,83cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	15,25Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	80,00cm
L =	205,00cm
d =	51,00cm
Altura =	56,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	4,92unidade
Espaçamento de As =	14,00cm
Diâmetro de As` =	12,50mm
Nº de barras =	3,93unidade
Espaçamento de As` =	17,50cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	3,84unidade
Espaçamento de Ah =	11,50cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	19,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 12 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 11 e 16

Dados de Entrada	
P do Pilar =	1700,00KN
diâmetro da Estaca =	50,00cm
Menor D. do Pilar =	25,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	708,33KN
As =	22,80cm ²
As` =	4,56cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	14,40Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	80,00cm
L =	205,00cm
d =	51,00cm
Altura =	56,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	4,64unidade
Espaçamento de As =	14,00cm
Diâmetro de As` =	12,50mm
Nº de barras =	3,72unidade
Espaçamento de As` =	17,50cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	3,63unidade
Espaçamento de Ah =	11,50cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	19,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 13 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 1 e 4

Dados de Entrada	
P do Pilar =	2300,00KN
diâmetro da Estaca =	60,00cm
Menor D. do Pilar =	30,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	958,33KN
As =	30,84cm ²
As' =	6,17cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	16,24Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	90,00cm
L =	240,00cm
d =	66,00cm
Altura =	71,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	6,28unidade
Espaçamento de As =	11,43cm
Diâmetro de As' =	12,50mm
Nº de barras =	5,03unidade
Espaçamento de As' =	13,33cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	4,91unidade
Espaçamento de Ah =	12,20cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	23,00unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 14 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 18

Dados de Entrada	
P do Pilar =	2200,00KN
diâmetro da Estaca =	60,00cm
Menor D. do Pilar =	25,00cm
Maior D. do Pilar =	100,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	916,67KN
As =	29,50cm ²
As' =	5,90cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	14,91Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	90,00cm
L =	240,00cm
d =	60,00cm
Altura =	65,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	6,01 unidade
Espaçamento de As =	11,43cm
Diâmetro de As' =	12,50mm
Nº de barras =	4,81 unidade
Espaçamento de As' =	16,00cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	4,70 unidade
Espaçamento de Ah =	11,00cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	23,00 unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 15 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 10 e 13

Dados de Entrada	
P do Pilar =	2850,00KN
diâmetro da Estaca =	70,00cm
Menor D. do Pilar =	40,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	1187,50KN
As =	38,22cm ²
As' =	7,64cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	15,09Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	100,00cm
L =	275,00cm
d =	81,00cm
Altura =	86,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	20,00mm
Nº de barras =	12,17unidade
Espaçamento de As =	6,92cm
Diâmetro de As' =	12,50mm
Nº de barras =	6,23unidade
Espaçamento de As' =	12,86cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	6,08unidade
Espaçamento de Ah =	10,86cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	26,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 16 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 14 e 15

Dados de Entrada	
P do Pilar =	2700,00KN
Diâmetro da Estaca =	70,00cm
Menor D. do Pilar =	40,00cm
Maior D. do Pilar =	80,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	1125,00KN
As =	36,21 cm ²
As' =	7,24 cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	14,30Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	100,00cm
L =	275,00cm
d =	81,00cm
Altura =	86,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	7,38unidade
Espaçamento de As =	11,25cm
Diâmetro de As' =	12,50mm
Nº de barras =	5,90unidade
Espaçamento de As' =	15,00cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	5,76unidade
Espaçamento de Ah =	12,67cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	26,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Figura 17 - Dimensionamento do bloco sobre duas estacas – Pilar 19

Dados de Entrada	
P do Pilar =	2700,00KN
diâmetro da Estaca =	70,00cm
Menor D. do Pilar =	30,00cm
Maior D. do Pilar =	100,00cm
D. entre Estacas =	2,50*D. Estaca

Dados de Cálculo	
Tg ϕ =	1,20
ϕ =	0,88rad
ϕ =	50,19° 45° < ϕ < 55°
Tração =	1125,00KN
As =	36,21cm ²
As' =	7,24cm ²

Tensão máxima de compressão no concreto na biela junto a estaca	
fck =	20Mpa
fcd =	17,00Mpa
σ =	15,25Mpa

Dados do Bloco

Dimensões	
B =	100,00cm
L =	275,00cm
d =	75,00cm
Altura =	80,00cm

Armadura	
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	7,38unidade
Espaçamento de As =	11,25cm
Diâmetro de As' =	12,50mm
Nº de barras =	5,90unidade
Espaçamento de As' =	15,00cm
Diâmetro de Ah =	10,00mm
Nº de barras =	5,76unidade
Espaçamento de Ah =	11,67cm
Diâmetro de Avt =	8,00mm
Nº de barras =	26,50unidade
Espaçamento de Avt =	10,00cm

Dimensionamento
das
Vigas Alavancas

Figura 18 - Cálculo das reações na viga 2 devido aos pilares de divisa

Pilar 55/56/56/58/59 Carga do Pilar(Tf) 24,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	2363,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	2803,00mm
Carga na Estaca	28,47t
Carga no apoio Extremo	-4,47t

Mk=	-10,56Tf*m
Vd=	28,47Tf

Pilar 46 Carga do Pilar(Tf) 24,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	2553,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	2979,00mm
Carga na Estaca	28,00t
Carga no apoio Extremo	-4,00t

Mk=	-10,224Tf*m
Vd=	28,00Tf

Pilar 45 Carga do Pilar(Tf) 25,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	2512,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	2967,00mm
Carga na Estaca	29,53t
Carga no apoio Extremo	-4,53t

Mk=	-11,375Tf*m
Vd=	29,53Tf

Pilar 49 Carga do Pilar(Tf) 25,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	2499,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	2961,00mm
Carga na Estaca	29,62t
Carga no apoio Extremo	-4,62t

Mk=	-11,55Tf*m
Vd=	29,62Tf

Figura 19 - Dimensionamento da viga alavanca 2 – Pilar 55/56/56/58/59/46/45/49

Flexão Simples

Mk=	12,00Tf*m
Vd=	30,00Tf
b =	80,00cm
fck =	20,00Mpa
fyk =	500,00Mpa-Ca50

Tab. 20A Aderson

ro =	0,175
Dmín. =	21,43
dadotado =	35,00
H =	40,00

Verificação Quanto aos Esforços Cortantes

$\delta d =$	13,13kgf/cm ²
$\delta \text{ máx.} =$	35,71kgf/cm ³

Cálculo da Ferragem Principal

ro =	0,286
-------------	-------

Tab. 21A Aderson

$\alpha o =$	28,57
As =	12,00cm ²
Diâmetro de As =	20,00mm
Nº de barras =	3,82und.
As` =	2,40cm ²
Diâmetro de A`s =	10,00mm
Nº de barras =	3,06und.

Estribos

z =	0,3045
fyd =	434,78kgf/cm ²

Fator de Redução da Cortante

Comprimento do apoio =	35	Cm
-------------------------------	----	-----------

a/2*h =	0,44	cm²
As =	13,88	cm²
Asmín. =	20	cm²
D do Estribo =	10,00	Mm
Nº de Estribos =	12,73	und.
Espaçamento =	7,85	Cm

Armadura de Costela

As =	1,60	cm²
Diâmetro de As =	8,00	Mm
Nº de Ferros =	1,59	und.
Espaçamento =	10,00	Cm

Figura 20 - Cálculo das reações na viga 3 devido aos pilares de divisa

Pilar 60 Carga do Pilar(Tf) 43,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	4845,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	5531,00mm
Carga na Estaca	49,09t
Carga no apoio Extremo	-6,09t

Mk=	-29,498Tf*m
Vd=	49,09Tf

Pilar 61 Carga do Pilar(Tf) 38,00

Distância entre Apoio Extremo e a Estaca	4800,00mm
Distância entre Apoio Extremo e o Pilar	5500,00mm
Carga na Estaca	43,54t
Carga no apoio Extremo	-5,54t

Mk=	-26,6Tf*m
Vd=	43,54Tf

Figura 21 - Dimensionamento da viga alavanca 3 – Pilar 60/61

Flexão Simples

Mk=	30,00Tf*m
Vd=	49,00Tf
b =	80,00cm
fck =	20,00Mpa
fyk =	500,00Mpa-Ca50

Tab. 20A Aderson

ro =	0,175
dmín. =	33,89
dadotado =	45,00
H =	50,00

Verificação Quanto aos Esforços Cortantes

δd =	17,15kgf/cm ²
$\delta \text{ máx.} =$	35,71kgf/cm ³

Cálculo da Ferragem Principal

ro =	0,232
-------------	-------

Tab. 21A Aderson

$\alpha o =$	27,2
As =	24,51cm ²
Diâmetro de As =	25,00mm
Nº de barras =	4,99und.
As` =	4,90cm ²
Diâmetro de A`s =	12,50mm
Nº de barras =	3,99und.

Estribos

z =	0,3915
fyd =	434,78kgf/cm ²

Fator de Redução da Cortante

Comprimento do apoio =	35 cm
-------------------------------	-------

a/2*h =	0,35cm ²
As =	14,11cm ²
Asmín. =	20cm ²
D do Estribo =	10,00mm
Nº de Estribos =	12,73und.
Espaçamento =	7,85cm

Armadura de Costela

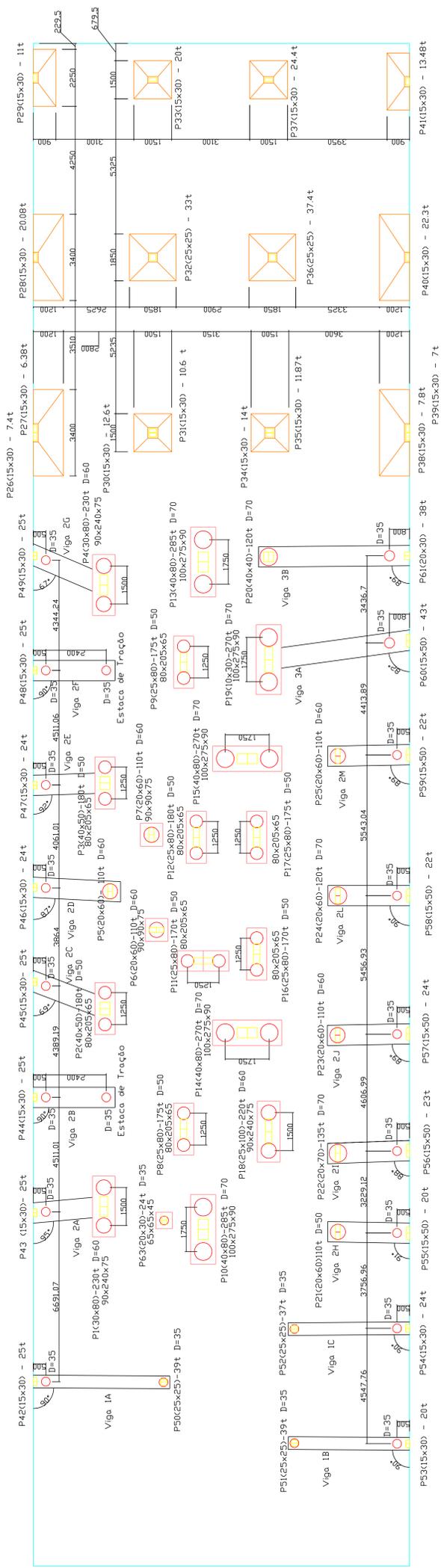
As =	2,00cm ²
Diâmetro de As =	8,00mm
Nº de Ferros =	1,99und.
Espaçamento =	15,00cm

ANEXO

Planta de Locação das Fundações

ARMADURA		
ESTACAS Ø(cm)	Longit. (m)	Estribo
35	4012,5mm.	6,0
50	4016,0mm.	6,0
60	6016,0mm.	Ø5,0mmC/15cm.
70	8016,0mm.	6,0

Obs:
Aço CA-50
Fck 20MPa
Ftd 200MPa
Comp. 20(≤ 2)
Profundidade das Estacas = 24 metros
Profundidade das Estacas de Tração = 7 metros



ANP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE

TÍTULO: Locação de Estacas, Sapatas, Blocos e Vigas
Ativancas

SUBTÍTULO: Planta Baixa

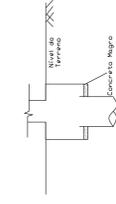
ESCALA: 1/100 DATA: 02/2004

DBRA: Projeto Executivo da fundação do edifício residencial Spazio Trianon localizado na Rua Marechal Floriano, nº 262, centro, na Cidade de Campos dos Goytacazes

AUTOR DO PROJETO: Adriano do Nazareth Pessionha

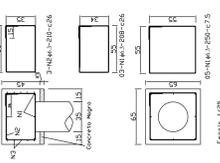
Blocos de Coroamento

Detalhe Típico

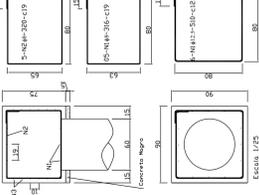


fck 20MPa
Aço CA-50

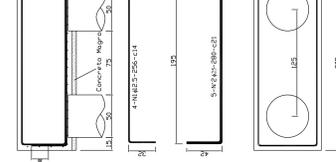
Forma e Armadura - 35



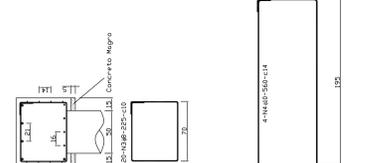
Forma e Armadura - 60



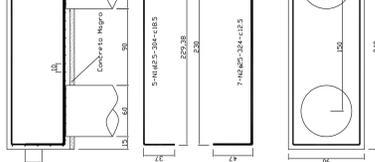
Armação - 2x50



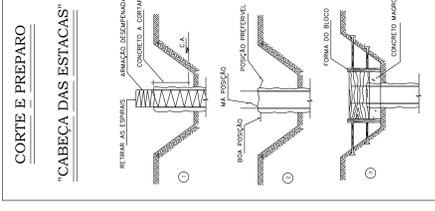
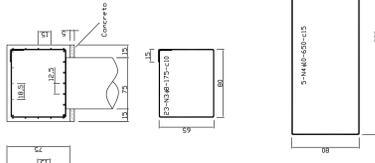
Armação - 2x60



Armação - 2x60

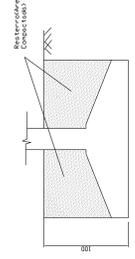


Armação - 2x70



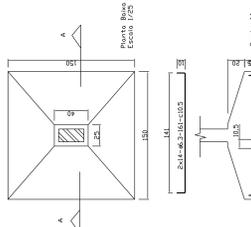
Sapatas

Detalhe Típico

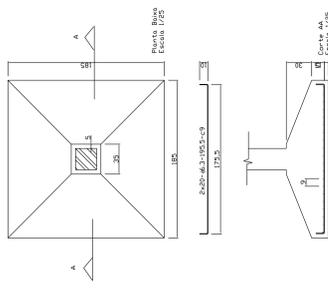


fck 20MPa
Aço CA-50

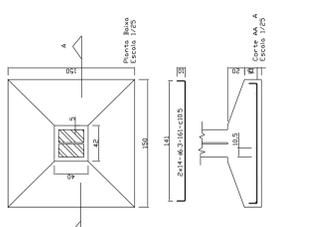
Sapata - P33-37



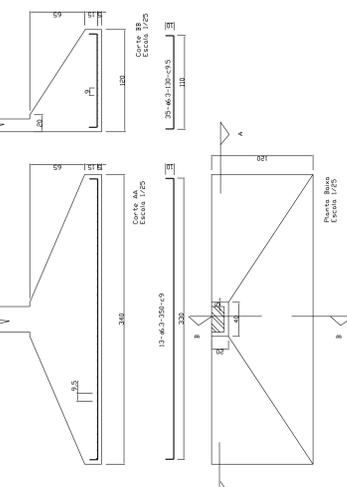
Sapata - P32-36-50-51-52



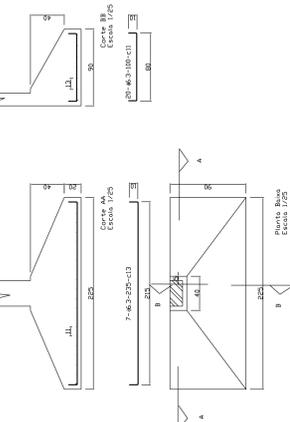
Sapata - P30-31-(34-35)



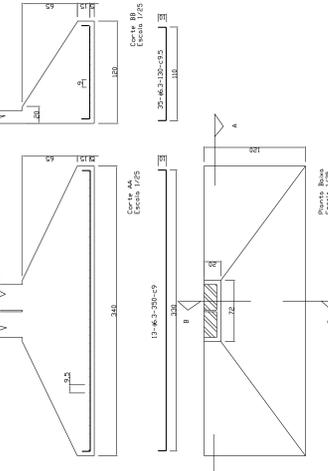
Sapata de Divisa - P28-40



Sapata de Divisa - P29-41

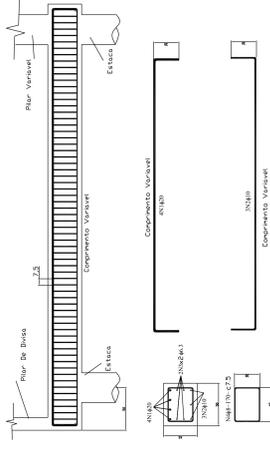


Sapata de Divisa - (26-27)-(38-39)

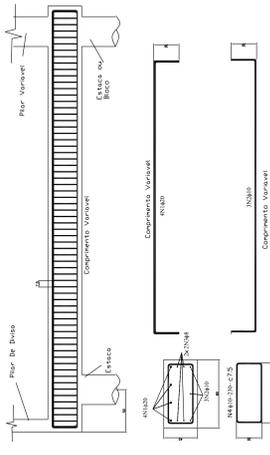


Vigas Alavancas

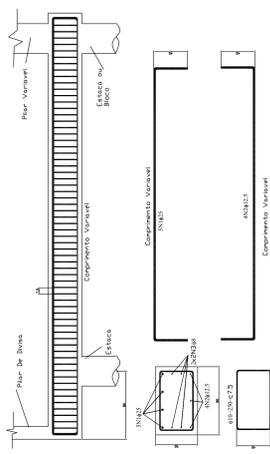
Viga Alavanca 1



Viga Alavanca 2



Viga Alavanca 3



Comprimento das Armaduras Longitudinais

Viga	Comprimento (m)
1B	5,35
1C	3,15
2A	3,15
2B	3,15
2D	3,35
2E	3,35
2F	3,15
2G	3,15
2H	3,15
2I	3,15
2J	3,15
2K	3,15
2L	3,15
2M	3,15
2N	3,15
2O	3,15
2P	3,15
2Q	3,15
2R	3,15
2S	3,15
2T	3,15
2U	3,15
2V	3,15
2W	3,15
2X	3,15
2Y	3,15
2Z	3,15
3A	5,35
3B	5,35
3C	5,35
3D	5,35
3E	5,35
3F	5,35
3G	5,35
3H	5,35
3I	5,35
3J	5,35
3K	5,35
3L	5,35
3M	5,35
3N	5,35
3O	5,35
3P	5,35
3Q	5,35
3R	5,35
3S	5,35
3T	5,35
3U	5,35
3V	5,35
3W	5,35
3X	5,35
3Y	5,35
3Z	5,35

fck 20MPa
Aço CA-50

ANP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE

TÍTULO: Projeto de Sapatas, Blocos e Vigas Alavancas

SUBTÍTULO: Corte e Detalhamento

ESCALA: 1/25

DATA: 02/2004

OBRA: Projeto Executivo da Fundação do edifício residencial Spazio Trianon localizado na Rua Marechal Floriano, nº 222, centro, na Cidade de Campos dos Goytacazes

AUTOR DO PROJETO: Adriano do Nazareth Pessanha