

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Vinícius Gulias Nys

**ANÁLISE TÉCNICA E DE CUSTOS DE SOLUÇÕES EM
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL: ESTUDO DE CASO**

Porto Alegre
Agosto, 2020

VINÍCIUS GULIAS NYS

**ANÁLISE TÉCNICA E DE CUSTOS DE SOLUÇÕES EM
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação
do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Cesar Alberto Ruver

Porto Alegre
Agosto, 2020

VINÍCIUS GULIAS NYS

**ANÁLISE TÉCNICA E DE CUSTOS DE SOLUÇÕES EM
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL: ESTUDO DE CASO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) do Curso Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, agosto de 2020

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver

Dr. em Eng. Civil pela
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Leandro Olívio Nervis

Dr. em Eng. Civil pela
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco

Dr. em Eng. Civil pela
Pennsylvania State University

Eclesielter Batista Moreira

Me. Em Eng. Civil pela
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dedico este trabalho a minha família, Isabel, Paulo, Silvana e Montanha que me apoiaram em todos os momentos e sempre me encorajaram a seguir o meu sonho de ser engenheiro.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço a Deus por tudo que ele me permitiu viver e aprender até aqui.

Também agradeço aos meus pais, Paulo Ricardo Pan Nys e Isabel Maria Gulias, que sempre estiveram ao meu lado, me incentivando e motivando.

Agradeço ao Prof. César Alberto Ruver por toda sua orientação e por toda sua paciência nas explicações e discussões.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul por me permitir realizar este trabalho.

RESUMO

No mercado da construção civil, hoje encontramos muitas soluções para projetar e executar os elementos de fundação de uma edificação. A versatilidade dos sistemas de fundação se dá por conta dos diferentes tipos encontrados de perfis de solos, portes de obra e particularidades exigidas na execução. As fundações superficiais por muitas vezes representam uma solução eficiente para obras de menor porte e quando corretamente dimensionadas podem representar uma significativa economia no orçamento global da obra. Por esse motivo, este trabalho de conclusão de curso de engenharia civil, desenvolvido na modalidade de projeto, propôs-se três soluções, ou seja, três projetos de fundações, nos sistemas de blocos, sapatas rígidas e sapatas flexíveis, desenvolvidos para um projeto de edificação residencial multifamiliar com 4 pavimentos a ser executado hipoteticamente na cidade de Passo Fundo, supondo-se a locação sobre o solo do campo experimental da UPF, do qual se possui ampla caracterização geotécnica, que subsidiará a elaboração dos projetos de fundações. Tais projetos foram analisados comparativamente, entre eles, quanto aos critérios técnicos e econômicos dos resultados. Os projetos foram desenvolvidos sem a utilização de softwares integralizados, valendo-se apenas de planilhas eletrônicas e softwares gratuitos nas versões para estudante. Quanto a questão técnica abordada, cabe destacar que foi realizado uma simulação de projeto para “blocos associados” com a finalidade de serem comparados aos demais elementos associados dos outros dois sistemas de fundações. Os quantitativos extraídos dos projetos foram orçados de acordo com as tabelas do SINAPI, disponibilizadas pelo banco Caixa Econômica Federal, servindo como base para as composições de custo e posterior análise econômica. Os resultados obtidos foram suficientes para concluir que as sapatas flexíveis foram o sistema mais vantajoso economicamente, que os blocos associados representaram uma solução antieconômica e de maior dificuldade executiva e que os custos relacionados a concretagem e escavação são os mais significativos para todos os sistemas abordados.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do Campus da UPF, localizada no Bairro São José – Passo Fundo/RS	19
Figura 2 – Localização do campo experimental da UPF	19
Figura 3 – Layout básico dos pavimentos tipo da edificação	20
Figuras 4 – gráfico de tensão cisalhante x deformação axial	24
Figura 5 – gráfico de deformação axial x deformação volumétrica	25
Figura 6 – Relação tensão x deformação resultante da prova de carga	29
Figura 7 – ângulo α	30
Figura 8 – ângulo ω	31
Figura 9 – Excentricidade e área efetiva	31
Figura 10 – ângulo θ_n	32
Figura 11 – Inclinação do carregamento	33
Figura 12 – Coeficiente de Recalque (S)	36
Figura 13 – Relação das dimensões em planta	38
Figura 14 – ângulo β_{min}	39
Figura 15 – Relação das alturas no Bloco	41
Figura 16 – Relação das dimensões nas Sapatas.....	42
Figura 17 – Sapatas Flexíveis	45
Figura 18 – Carregamentos na viga de rigidez	57
Figura 19 – Composição de custo de lastro de concreto	61
Figura 20 – Composição de custo de montagem e desmontagem de formas.....	61
Figura 21 – Composições de custos de armação.....	61
Figura 22 – Composição de custo para armação com bitola 25mm	62
Figura 23 – Custos de insumos - aço	62
Figura 24 – Composição de Custo de Concretagem.....	62
Figura 25 – Composições de Custos de Escavação.....	62
Figura 26 – Composições de Custos de Reaterro	63
Figura 27 e 28 – Gráficos da composição orçamentária dos Blocos em termos percentuais e totais, respectivamente	66

Figura 29 e 30 – Gráficos da composição orçamentária das Sapatas Rígidas em termos percentuais e totais, respectivamente	67
Figura 31 e 32 – Gráficos da composição orçamentária das Sapatas Flexíveis em termos percentuais e totais, respectivamente	67

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estimativa de Orçamento - Blocos	64
Quadro 2 – Estimativa de Orçamento – Sapatas Rígidas	65
Quadro 3 – Estimativa de Orçamento – Sapata Flexíveis	65
Quadro 4 – Análise da correlação das variações de custo	71
Quadro 5 – Cálculo dos estados-limites últimos pelos métodos semi-empíricos.	76
Quadro 6 – Tensão admissível – Prova de Carga (placa de 90cm).....	77
Quadro 7 – Cálculo dos estados últimos pela prova de carga	77
Quadro 8 – Cálculo dos estados-limites últimos pelo método teórico – Teoria Generalizada de Therzaghi e Brinch Hansen.....	78
Quadro 9 – Comparativo entre as tensões admissíveis obtidas pelos três métodos	79
Quadro 10 – Cálculo dos estados limites de serviço – definição dos recalques.....	80
Quadro 11 – Distorções angulares – valores decimais.	81
Quadro 12 – Geometria final adotada para a base das fundações.....	81
Quadro 13 – Dimensionamento Estrutural dos Blocos Isolados e Corridos.	82
Quadro 14 – Cálculo dos comprimentos de ancoragem necessários	82
Quadro 15 – Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Isoladas.....	83
Quadro 16 – Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Associadas	83
Quadro 17 – Dimensionamento estrutural de sapatas Flexíveis – Parte 1/3	84
Quadro 18 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas – Parte 2/3	85
Quadro 19 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas – Parte 3/3	85
Quadro 20 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 1/2.....	86
Quadro 21 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 2/2.....	86
Quadro 22 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Blocos Associados.....	87
Quadro 23 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 1/4.....	87
Quadro 24 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 2/4.....	88
Quadro 25 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 3/4.....	88
Quadro 26 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 4/4.....	89

Quadro 27 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 1/4.....	89
Quadro 28 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 2/4.....	90
Quadro 29 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 3/4.....	90
Quadro 30 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 4/4.....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – propriedade mecânicas do concreto utilizadas no projeto	23
Tabela 2 – propriedades mecânicas dos solo	25
Tabela 3 – Detalhamento dos custos de armação	69

LISTA DE SIMBOLOS

ρ_i – recalque (mm)

σ – tensão aplicada no solo (kPa)

Φ_{eq} – diâmetro equivalente da área da base da fundação (m)

ν – coeficiente de Poisson (0,4 para areias compactas)

E_s – módulo de deformabilidade constante (MPa)

I_p – fator de influência

α – coeficiente que leva em consideração o tipo de solo

K – coeficiente que leva em consideração, com mais detalhe, o tipo de solo

N_{spt} – índice de resistência a penetração do solo

D – profundidade da fundação (m)

S – coeficiente de recalque, definido por meio do ábaco da figura 11

σ_t – tensão de tração (kPa)

$\sigma_{tm\acute{a}x}$ – tensão de tração característica máxima no concreto (kPa)

σ_{td} – tensão de tração de projeto máxima no concreto (kPa)

p – pressão sobre o bloco (kPa)

l_b – comprimento básico de ancoragem (mm)

$l_{b,min}$ – comprimento mínimo de ancoragem (mm)

α_1 – fator de aderência (1,0 para barras sem gancho)

f_{ctd} – resistência à tração de cálculo, do concreto (MPa)

R_{sd1} e R_{sd2} – forças de tração na base (kN)

N_{sk} – carga do pilar (kN)

N_{sd} – carga de projeto do pilar (kN)

τ_{sd} – tensão de cisalhamento junto a face do pilar (kPa)

d – altura útil (m)

τ_{Rd2} – resistência do concreto à compressão diagonal (kPa)

μ – perímetro do contorno do pilar (m)

α_v – fator que representa a eficiência do concreto

d_{II} – altura útil da sapata flexível na seção II (m)

cob – cobrimento de armadura de 5 cm

ρ_{min} – taxa mínima de aço, conforme a tabela 17.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

b_w – largura da seção (m)

h – altura total da fundação (m)

V_{Rd1} – cortante resistente (kN);

τ_{Rd} – tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento (kPa)

K – coeficiente que majora a resistência em função da altura da seção

N_{sk} – carga por metro sobre a fundação (kN/m)

$N_{sk,i}$ – carga do pilar i (kN)

nP – número de pilares que estão descarregando na fundação

s – número de ramos por pilar

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	GENERALIDADES	18
2.1.	CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO	18
2.2.	ESCOPO DO PROJETO DE FUNDAÇÕES	20
3	PREMISSAS DE PROJETO.....	22
3.1.	LIMITES DO TERRENO	22
3.2.	AGRESSIVIDADE DO MEIO	22
3.3.	COBRIMENTO DA ARMADURA	22
3.4.	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS	23
3.4.1.	Concreto	23
3.4.2.	Aço	23
3.4.3.	Solo:	24
3.5.	AÇÕES NAS FUNDAÇÕES	25
3.5.1.	Ações provenientes da superestrutura.....	25
3.5.2.	Ações decorrentes do terreno	26
3.5.3.	Peso próprio das fundações	26
4	DIMENSIONAMENTO	27
4.1.	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO:	27
4.1.1.	Cálculo dos estados-limites últimos:	27
4.1.1.1.	Prova de carga sobre placa:	28
4.1.1.2.	Método teórico	29
4.1.1.3.	Métodos Semi-Empíricos:.....	33
4.1.1.4.	Verificação comparativa entre os resultados dos três métodos:.....	34
4.1.2.	Cálculo do estado-limite de serviço.....	35
4.1.2.1.	Recalques	35
4.1.2.2.	Distorção angular:	36

4.1.3. Dimensionamento Geométrico	37
4.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	38
4.2.1. Fundações Superficiais Isoladas.....	39
4.2.1.1. Blocos Isolados	39
4.2.1.1.1. Dimensionamento Estrutural de Blocos Isolados	39
4.2.1.2. Sapatas.....	41
4.2.1.2.1. Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Isoladas	43
4.2.1.2.2. Dimensionamento Estrutural das Sapatas Flexíveis Isoladas	45
4.2.2. Fundações Superficiais Associadas	49
4.2.2.1. Dimensionamento Estrutural de Blocos Corridos	50
4.2.2.2. Dimensionamento Estrutural de Sapatas Rígidas Corridas.....	51
4.2.2.3. Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Corridas	52
4.2.2.4. Dimensionamento da Viga de Rigidez.....	57
5 QUANTITATIVOS E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA	61
6 RESULTADOS DOS LEVANTAMENTO QUANTITATIVO E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA	64
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	66
7.1. PRIMEIRA ANÁLISE	66
7.2. SEGUNDA ANÁLISE	68
7.3. TERCEIRA ANÁLISE.....	70
8 CONCLUSÃO	72
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
APÊNDICE A - MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	75
APÊNDICE B – PRANCHAS DE DETALHAMENTO DO PROJETO DE FUNDAÇÕES	92
ANEXO A - PERFIL DE SONDAGEM À PERCUÇÃO	100
ANEXO B - PLANILHA DE CARGAS.....	101
ANEXO C – TABELAS DE COEFICIENTES KC E KS	102

1 INTRODUÇÃO

Uma dentre as muitas competências do engenheiro civil consiste na elaboração de projetos, abordando uma ampla gama de sistemas construtivos em diversas fases da vida do que se está construindo.

O projeto de fundações, juntamente com o projeto estrutural, consiste em uma das etapas essenciais na concepção e viabilização da maior parte das obras, que sejam de edificações ou até mesmo de outras naturezas.

Concebido de acordo com o projeto estrutural e características próprias do solo e da topografia do terreno, onde estará assente a obra, o projeto de fundações apresenta o dimensionamento dos elementos estruturais que terão a função de suportar todas as cargas provenientes da superestrutura e transmiti-las ao solo sobre o qual se está construindo. O concreto armado e concreto simples possuem alta adaptabilidade as diversas formas geométricas exigidas pelos elementos de fundação. Além disso, apresenta vasto acervo de estudos sobre suas propriedades e comportamentos frente as mais diversas situações, uma grande disponibilidade de insumos e de sua composição e grande disponibilidade de mão-de-obra qualificada para desenvolver a sua execução.

Este trabalho consiste em dimensionar os elementos de fundação para uma edificação residencial multifamiliar de quatro pavimentos embasada nas recomendações presentes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas, sem a utilização de software integralizado de dimensionamento de fundações. Este trabalho também irá estabelecer um estudo comparativo entre três formas distintas de dimensionar fundações superficial: blocos, sapatas rígidas e sapatas flexíveis. Será avaliado o aspecto técnico e custos envolvidos em cada uma das possíveis soluções.

De maneira geral, o desenvolvimento do projeto de fundações passa por uma sequência de etapas fundamentais para o correto dimensionamento dos elementos que compõem o sistema. Inicialmente deve ser desenvolvido o dimensionamento geotécnico, onde será definido a área da base das fundações, de forma a conciliar a tensão proveniente dos elementos estruturais e distribuída na área da base do elemento de fundação com a tensão admissível do solo. Este dimensionamento deve respeitar os estados-limites últimos (ELU), quanto a ruptura, e de serviço (ELS), quanto aos recalques. Em seguida

deve-se proceder o dimensionamento estrutural dos elementos de fundação, no caso, os blocos e as sapatas, onde são definidas a altura e a forma geométrica final, bem como as armaduras a serem empregadas. Após isso as armaduras são detalhadas conforme as disposições estabelecidas para cada elemento, resultando como produto: o projeto de fundações. Por fim, são definidos os custos envolvidos através da definição dos serviços envolvidos, quantitativos e valores de mercado, os quais servem para embasar a análise técnica dos custos envolvidos nas soluções projetadas.

2 GENERALIDADES

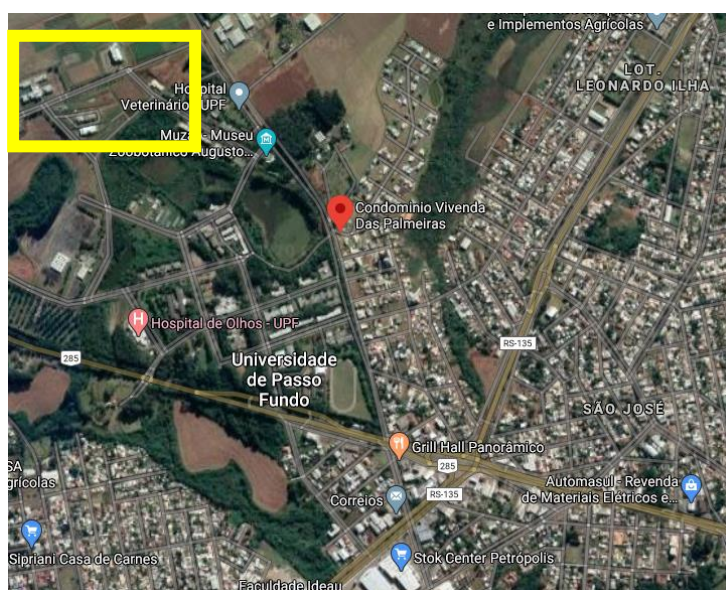
No presente trabalho deve ser considerado um conjunto de três projetos de fundações de um edifício residencial multifamiliar em concreto armado, no qual são apresentadas todas as etapas do dimensionamento de cada um dos elementos, nos três tipos de sistemas construtivos, tendo como resultado final a apresentação em pranchas nas quais irão conter as informações pertinentes para execução das fundações e uma análise orçamentária comparativa entre as três opções construtivas elencadas. Por razão de esse memorial ter caráter acadêmico, são discriminadas as técnicas utilizadas durante o processo de dimensionamento, que foram embasadas nas normas: *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações (ABNT, 2019)*, *NBR 6118 – Projeto de Estruturas em Concreto (ABNT, 2014)*, *NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (ABNT, 2001)*, *NBR 6489 – Prova de Carga direta sobre terreno de fundação (ABNT, 2019)*;

Cabe ressaltar que a metodologia utilizada é de caráter manual, assessorada por ferramentas computacionais não integradas e disponíveis gratuitamente para realizar o dimensionamento das fundações, tais como planilhas eletrônicas e software para análise das solicitações estruturais (FTOOL). Para a representação gráfica dos elementos de projeto, foi empregado software com disponibilidade gratuita para acadêmicos da plataforma Autodesk (AutoCad).

2.1. CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação para o qual foi dimensionado o sistema de fundações seria construída hipoteticamente, na cidade de Passo Fundo/RS, no bairro São José, cuja localização está representada nas figuras 1 e 2. O projeto arquitetônico e projeto estrutural foram concebidos por Azevedo Junior (2019), como trabalho de conclusão de curso de engenharia civil. Este empreendimento é composto por cinco pavimentos (térreo mais quatro pavimentos tipo), cobertura constituída de uma laje impermeabilizada, além de dispor na cota mais elevada de dois reservatórios de água para abastecimento do condomínio. Cada pavimento tipo possui quatro apartamentos de mesmas dimensões, sendo seu layout espelhado.

Figura 1 – Localização do Campus da UPF, localizado no Bairro São José – Passo Fundo/RS



Fonte: GOOGLE MAPS, ACESSADO EM 24/06/2020

Figura 2 – Localização do campo experimental da UPF



Fonte: GOOGLE MAPS, ACESSADO EM 24/06/2020

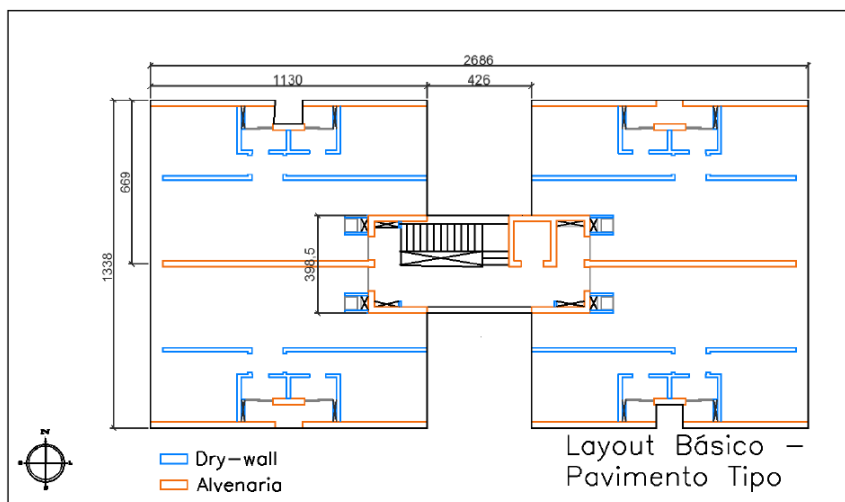
O sistema estrutural adotado foi o de concreto armado moldado in loco, sendo composto basicamente por estruturas de lajes, vigas e pilares. Todas as paredes de vedação interna são constituídas de sistema *dry-wall*, com gesso acartonado e perfis metálicos estruturantes. As paredes da circulação, áreas de serviço, áreas técnicas, de divisa entre apartamentos, das vedações externas e platibandas são constituídas de blocos cerâmicos.

O sistema de reserva superior de água abriga um volume máximo de 4800 litros que são armazenados em tanques constituídos de material leve (fibra, polipropileno, polietileno etc).

O pé direito entre os pavimentos é de 2,90 metros.

A Figura 03 apresenta uma representação gráfica do layout básico dos pavimentos tipo da edificação.

Figura 3 – Layout básico dos pavimentos tipo da edificação



Fonte: AZEVEDO JUNIOR, 2019

2.2. ESCOPO DO PROJETO DE FUNDAÇÕES

Estão contidos neste trabalho todas as informações necessárias para a execução dos elementos de fundação, dispostas de forma acessível e de fácil compreensão para profissionais habituados com os termos e linguagens específicas da área.

Na seção denominada “Memória de Cálculo” são apresentados os resultados obtidos ao longo de todo o processo de dimensionamento. As metodologias aplicadas são abordadas nas seções que precedem a memória de cálculo.

A apresentação dos resultados se dá em forma de quadros. Cada quadro apresenta diversas simbologias que estão devidamente identificadas na lista de símbolos. Além disso, é possível verificar as unidades nas quais os dados são apresentados nos quadros.

Os produtos finais do projeto de fundações são a representação gráfica, que compila de forma visual todos os elementos construtivos das fundações, e podem ser encontrados no APÊNDICE deste trabalho. Com os projetos plenamente desenvolvidos, torna-se possível levantar os quantitativos que são utilizados para elaborar o orçamento de cada um dos sistemas de fundações que são objeto da análise crítica dos custos.

3 PREMISSAS DE PROJETO

Nesta seção são apresentadas as considerações adotadas para a elaboração do projeto de fundações a fim de guiar as dimensões da estrutura com base numa série de características inerentes ao local do projeto e aos materiais utilizados.

3.1. LIMITES DO TERRENO

Em decorrência da ausência de informações a respeito dos limites do terreno em que seria construída a edificação e também sobre os terrenos lindeiros, optou-se por considerar que não há nenhuma edificação construída junto às divisas do terreno e que as divisas estariam suficientemente afastadas de forma a permitir que os elementos de fundação pudessem ser dimensionados sem a preocupação de estarem invadindo terrenos vizinhos ou tampouco interferindo com fundações pré-existentes de prédios ao redor.

3.2. AGRESSIVIDADE DO MEIO

Como já fora descrito anteriormente, a edificação seria construída na cidade de Passo Fundo/RS em ambiente urbano. Conforme o item 6.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estipula-se que, para este caso, a agressividade seria moderada e com risco de deterioração pequeno, encaixando-se na classe II de agressividade ambiental.

3.3. COBRIMENTO DA ARMADURA

Para proteger as armaduras contidas nos elementos de concreto armado contra agentes externos agressivos que possam despassivar o concreto, tornando o meio propício para ocorrência de corrosão dos componentes de aço por oxidação deve-se considerar um valor mínimo de cobrimento das armaduras. Levando em consideração a agressividade do meio já mencionada, o item 7.4.7.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê que, para estruturas de concreto em contato com o solo, o cobrimento de armadura seja de 30 mm, medida esta que será levada em consideração no dimensionamento deste projeto.

3.4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS UTILIZADOS

3.4.1. Concreto

Em consonância com o projeto estrutural utilizado, adotou-se no projeto de fundações um concreto com resistência $f_{ck} = 35MPa$, denominado, em razão desta propriedade, como concreto C35.

Na tabela 01 abaixo encontram-se os valores das propriedades mecânicas do concreto, seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 1 – propriedade mecânicas do concreto utilizadas no projeto

PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO C35	Simbologia	Valores	Item da NBR 6118
Resistência característica do concreto –[MPa]	f_{ck}	35,00	-
Resistência a tração última do concreto [MPa]	f_{ctd}	1,60	8
Resistência de cálculo do concreto [MPa]	f_{cd}	25,00	12.3.3

Fonte: elaborado pelo autor baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para os cálculos das resistências de cálculo do concreto será considerado o coeficiente de ponderação, relativo a combinações normais, equivalente a $\gamma_c = 1,4$, conforme indicado no item 12.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.4.2. Aço

O aço escolhido para realizar o dimensionamento das armaduras das estruturas de fundação é o da categoria CA-50. Os vergalhões empregados nesse projeto possuem nervuras que satisfaçam as considerações de capacidade de aderência entre o concreto e o aço, prescritas na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando a utilização de barras nervuradas com coeficiente de aderência $\eta_1 = 2,25$.

Para os valores de cálculo da resistência do aço é aplicado o coeficiente de ponderação para combinações normais equivalente a $\gamma_s = 1,15$, conforme está indicado no item 12.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), resultando em uma tensão de escoamento

de cálculo (f_{yd}), para o aço CA-50, de 435MPa.

3.4.3. Solo

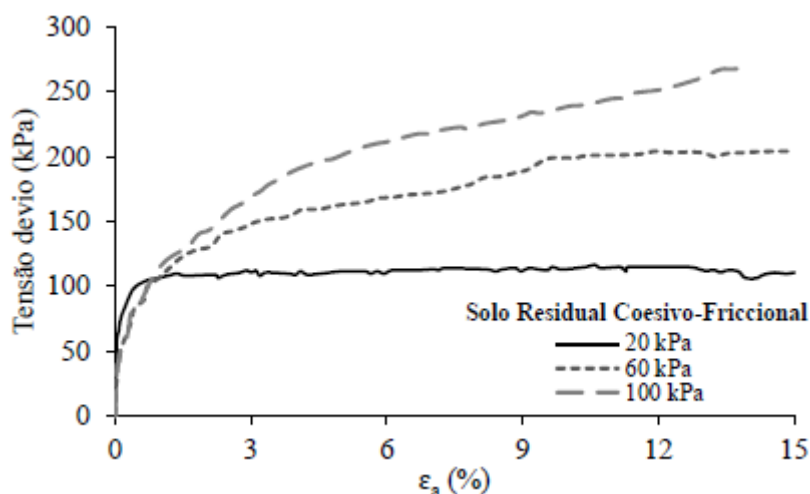
Para a realização do dimensionamento geotécnico, foram considerados as propriedades mecânicas do solo do trabalho realizado por Consoli (2020) referentes a ensaios triaxiais realizados na cidade de Passo Fundo/RS.

Segundo Rossi (2019), trata-se de um solo homogêneo, oriundo de composição de rochas basálticas e de arenitos. O solo de Passo Fundo se caracteriza por ser profundo e bem drenado, muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro, acentuada acidez e baixa CTC (atividade de argila menor).

De acordo com Ruver (2011) o solo ainda pode ser classificado como A-5-7 (Solo Silto Argiloso) pelo sistema *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e CL (Argila de baixa e alta liquidez) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). O solo também foi classificado segundo a classificação M.C.T, por Nogemi e Villibor (1981), como sendo um solo Laterítico Argiloso (LG') (SOUZA JUNIOR et al, 2019).

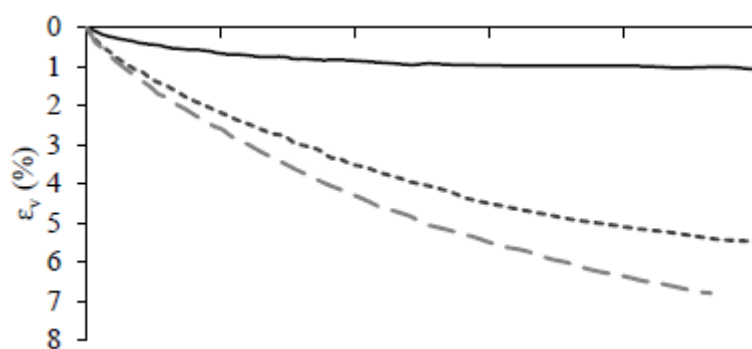
Nas figuras 4 e 5 abaixo estão representados os gráficos de “tensão cisalhante x deformação axial” e de “deformação axial x deformação volumétrica”:

Figuras 4 – gráfico de tensão cisalhante x deformação axial



Fonte: CONSOLI, 2020

Figura 5 – gráfico de deformação axial x deformação volumétrica



Fonte: CONSOLI, 2020

Os parâmetros do solo estão listados na tabela 02 abaixo:

Tabela 2 – propriedades mecânicas dos solo

PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO	Simbologia	Valores
Ângulo de atrito	ϕ	31,8°
Coesão efetiva	c'	23,8kPa
Peso específico natural	γ_n	15,60kN/m ³

Fonte: CONSOLI, 2020

O perfil estratigráfico do referido solo foi obtido mediante a realização de ensaios de SPT, feitos por Lopes Junior (2012), conforme descrito na NBR 6484 (ABNT, 2001), e está localizado no ANEXO A.

3.5. AÇÕES NAS FUNDAÇÕES

Para realizar a composição dos esforços atuantes sobre as fundações foram analisadas as ações, conforme estão prescritas no item 5 da NBR 6122 (ABNT, 2019), existentes para o dimensionamento das estruturas.

3.5.1. Ações provenientes da superestrutura

Os esforços da superestrutura, determinados a partir das ações e suas combinações, foram obtidos do projeto estrutural do trabalho de conclusão de curso (TCC) de Azevedo Junior (2019), do qual foram individualizados os conjuntos de esforços para verificação dos estados-limites últimos (ELU) e, posteriormente, dos estados-limites de serviço (ELS). Esses esforços foram fornecidos em termos de valores

característicos.

A tabela com os esforços da superestrutura se encontra no ANEXO B.

3.5.2. Ações decorrentes do terreno

Foram considerados os esforços decorrentes do peso do reaterro sobre os elementos de fundação, considerando-se o peso específico do solo reaterrado igual a $15,6\text{kN/m}^3$. Os demais esforços que possam derivar da interação das fundações com o terreno foram considerados nulos.

3.5.3. Peso próprio das fundações

Para cada elemento de fundação, calculou-se o volume de concreto e obteve-se o peso próprio, considerando o peso específico do concreto armado $\gamma_c=25\text{kN/m}^3$ segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019).

4 DIMENSIONAMENTO

O procedimento de dimensionamento das estruturas de fundações superficiais se divide em duas grandes etapas, sendo a primeira delas comum aos três tipos de fundações abordados neste trabalho e a segunda a que leva as características particulares de cada sistema de fundação. De forma geral, essas duas fases são classificadas como:

- Dimensionamento Geotécnico
- Dimensionamento Estrutural

4.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

A primeira fase na concepção das fundações engloba diversas etapas que visam definir a área em planta dos elementos de fundação. As etapas e suas respectivas finalidades são:

- **Cálculo dos estados-limites últimos:** busca definir a tensão admissível do solo;
- **Cálculo dos estados-limites de serviço:** objetiva verificar os limites de deformação e recalque na estrutura;
- **Dimensionamento geométrico:** tem por finalidade definir a geometria da base das fundações em função das características do carregamento.

Estas três etapas constituem um processo iterativo, sendo necessário definir uma geometria preliminar e recalculá-la até que os requisitos estabelecidos pelos estados-limites sejam satisfeitos.

4.1.1. Cálculo dos estados-limites últimos

A fim de se determinar a tensão admissível do solo, foram realizados cálculos pelos três procedimentos descritos no item 7.3 da NBR 6122 (ABNT, 2019). Entretanto para o dimensionamento geotécnico e definição da geometria se adotou apenas os valores obtidos pelos métodos semi-empíricos. Os valores obtidos pelos outros dois procedimentos, o método teórico analítico de Terzaghi adaptado e as provas de carga

sobre placa, foram apenas analisados de forma comparativa, valendo-se da mesma geometria, com o resultante dos métodos semi-empíricos:

4.1.1.1. PROVA DE CARGA SOBRE PLACA

Os ensaios de prova de carga sobre placa, regidos pela NBR 6489 (ABNT, 2019), têm a finalidade de analisar a capacidade resistente e a deformabilidade do solo mediante aplicação de carga sobre placa. Para este projeto se utilizou os dados gerados por ensaios realizados por Consoli (2020) sobre placas de 30cm, 60cm e 90cm de diâmetro, a uma profundidade de assentamento de 50cm abaixo do nível do terreno. Os resultados obtidos dos ensaios de placa estão ilustrados no gráfico da figura 6.

Cudmani (1994) apresentou em seu trabalho vários tipos de critérios para definição da carga de ruptura. Segundo o autor, deve-se ter atenção aos critérios escolhidos, pois a maioria deles foram elaborados para fundações profundas. Para este projeto, selecionaram-se dois critérios citados por Cudmani (1994):

- a) Limitação do recalque total absoluto em 25mm (Código de NY);
- b) Limitação do recalque total relativo $d/30$ (NBR 6489/2019).

Além dos critérios citados por Cudmani (1994), foi selecionado o critério de Boston (CINTRA, 2011) para definição da carga admissível:

- c) Limitação do recalque total absoluto em 10 mm.

Para o cálculo das tensões admissíveis dos critérios a e b, seguiu-se a recomendação do item 6.2.1.1.1 da NBR 6122 (ABNT, 2019) de aplicar o Fator de Segurança Global igual a 2, referente aos métodos semi-empíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de cargas executadas na fase de projetos.

Para aplicar a tensão admissível calculada para a placa de 90cm, usada na prova de carga, nas diversas geometrias dimensionadas para os elementos de fundação, é necessário recorrer ao processo de normalização dos resultados. Para normalizar os resultados, deve-se proceder segundo a expressão (1):

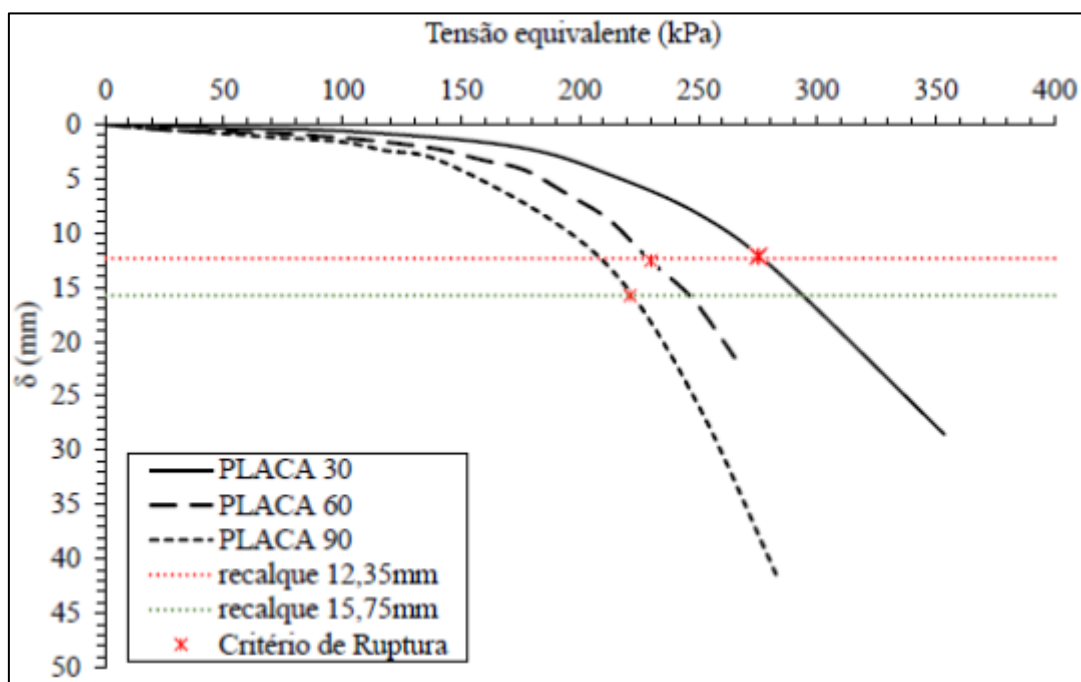
$$\sigma_{adm, fundação} = \frac{\sigma_{adm, placa90}}{\phi_{eq}} \quad (1)$$

Onde:

$\sigma_{adm, fundação}$ — tensão admissível normalizada para a fundação (kPa);

$\sigma_{adm, placa90}$ — tensão admissível calculada pela prova de carga (placa de 90cm) (kPa);

Figura 6 – Relação tensão x deformação resultante da prova de carga



Fonte: CONSOLI, 2020

4.1.1.2. MÉTODO TEÓRICO

Utilizando-se a Teoria Generalizada de Terzaghi e Brinch Hansen (VELLOSO, 2011), calculou-se a tensão de ruptura do solo para depois, mediante aplicação de coeficiente de segurança global igual a 2, encontra-se a tensão admissível.

A capacidade de carga pela Teoria Generalizada é calculada pela equação (2):

$$\sigma_r = s_c i_c d_c b_c g_c \cdot c \cdot N_c + s_q i_q d_q b_q g_q \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q + s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (2)$$

onde:	s = fatores de forma	c = coesão do solo
	i = fatores de inclinação do carregamento	q = tensão efetiva ao nível da base
	d = fatores de profundidade da fundação	γ = peso específico do solo
	b = fatores de inclinação da fundação	D = profundidade
	g = fatores de inclinação do terreno superficial	B = comprimento do menor lado

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3)$$

$$N_c = \text{cotg}\phi \cdot (N_q - 1) \quad (4)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}\phi \quad (5)$$

a. Cálculos de fatores de forma:

Base contínua:

$$s_c = 1,00 \quad s_q = 1,00 \quad s_\gamma = 1,00$$

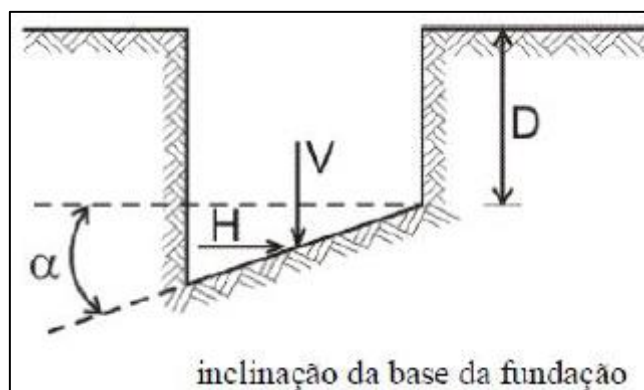
Base retangular:

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} + \frac{N_q}{N_c} \quad (6) \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}\phi \quad (7) \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \quad (8)$$

b. Cálculos de fatores de inclinação do carregamento:

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \text{tg}\phi)^2 \quad (9) \quad b_c = b_q - \frac{(1-b_q)}{(N_c \cdot \text{tg}\phi)} \quad (10) \quad b_\gamma = b_q \quad (11)$$

Figura 7 – ângulo α



Fonte: VELLOSO, 2011

c. Cálculos de fatores de profundidade da fundação:

Para $D/B \leq 1$:

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \text{sen}\phi)^2 \frac{D}{B} \quad (12)$$

$$d_c = d_q - \frac{(1-d_q)}{(N_c \cdot \text{tg}\phi)} \quad (13)$$

$$d_\gamma = 1$$

Para $D/B > 1$:

$$d_q = 1 + 2tg\phi(1 - \text{sen}\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B}\right) \quad (14)$$

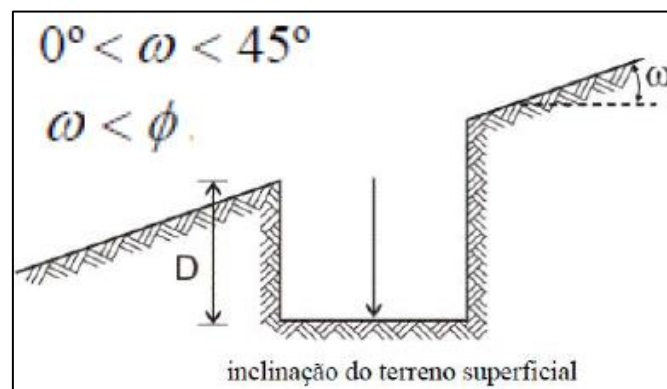
$$d_c = d_q - \frac{(1-d_q)}{(N_c \cdot tg\phi)} \quad (15)$$

$$d_\gamma = 1$$

d. Cálculos de fatores de inclinação do terreno:

$$g_c = g_q - \frac{(1-g_q)}{(N_c \cdot tg\phi)} \quad (16) \quad g_q = (1 - tg\omega)^2 \quad (17) \quad g_\gamma = g_q \quad (18)$$

Figura 8 – ângulo ω



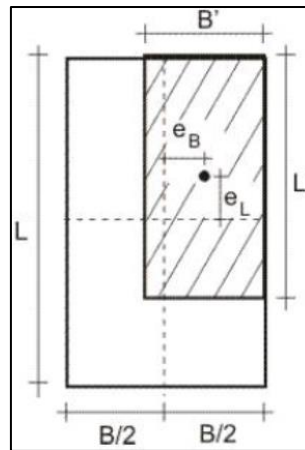
Fonte: VELLOSO, 2011

e. Cálculos de fatores de inclinação do carregamento e excentricidade:

Área efetiva:

$$B' = B - 2e_B \quad (19) \quad L' = L - 2e_L \quad (20) \quad A' = B' \times L' \quad (21)$$

Figura 9 – Excentricidade e área efetiva



Fonte: VALLOSO, 2011

f. Cálculo do fator m :

Para fundações contínuas:

$$m = 2,0$$

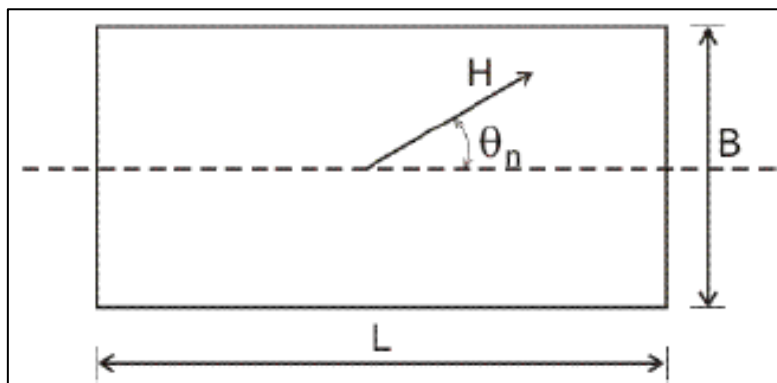
Para fundações retangulares:

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \sin^2 \theta_n \quad (22)$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad (23)$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad (24)$$

Figura 10 – ângulo θ_n



Fonte: VELLOSO, 2011

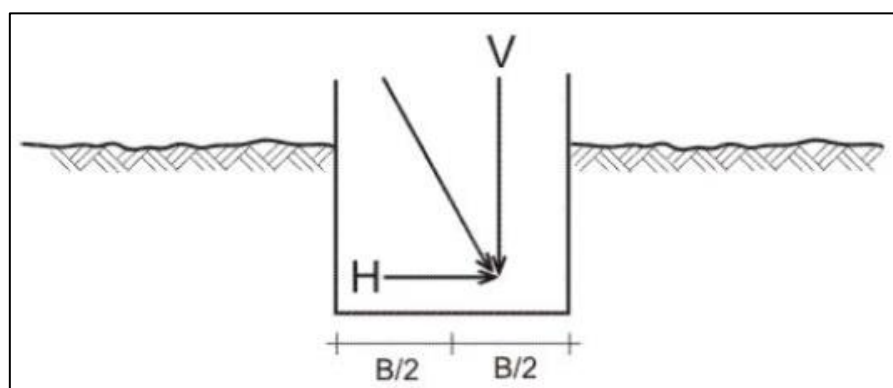
g. Fatores de inclinação do carregamento e excentricidade:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A \cdot c \cdot \cot \phi} \right]^m \quad (25)$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \cdot \tan \phi)} \quad (26)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A \cdot c \cdot \cot \phi} \right]^{m+1} \quad (27)$$

Figura 11 – Inclinação do carregamento



Fonte: VELLOSO, 2011

Conforme Terzaghi e Peck (1967, apud CITRA et al 2011), para solos moles devem ser reduzidos os valores da coesão efetiva e do ângulo de atrito do solo pelas equações (28) e (29). Para este solo foi considerado o mecanismo de ruptura por puncionamento.

$$\phi^* = \arctg \left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi \right) \quad (28) \quad c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad (29)$$

4.1.1.3. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semi-empíricos buscam, por meio da interpretação de resultados de ensaios, obter os valores de tensão admissível ou tensão resistente de projeto. Nesse projeto, utilizou-se quatro métodos semi-empíricos para interpretar os dados de sondagem SPT. Os métodos estão descritos abaixo:

Equação de Skempton (CITRA, AOKI e ALBIERO, 2003):

$$\sigma_{adm} = 20 \cdot N_{SPT} \quad (30)$$

Equação de Teixeira (CITRA, AOKI e ALBIERO, 2003):

$$\sigma_{adm} = 50 + (10 + 4B) \cdot N_{SPT} \quad (31)$$

Equação de Mello (CITRA, AOKI e ALBIERO, 2003):

$$\sigma_{adm} = 100(\sqrt{N_{SPT}} - 1) \quad (32)$$

Equação de Ruver (RUVÉR, 2004):

$$\sigma_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} \quad (33)$$

A partir dos quatro valores obtidos das equações (30), (31), (32) e (33), calculou-se a média para obtenção da tensão admissível média pelos métodos semi-empíricos.

4.1.1.4. VERIFICAÇÃO COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS DOS TRÊS MÉTODOS

O ensaio de prova de carga sobre placa, como já descrito, foi realizado em uma profundidade fixa com somente 3 tamanhos de placas. Tal configuração mostra-se limitada por não levar em consideração as alterações de resistência do solo que ocorrem devido as diversas cotas de assentamento utilizadas no projeto. A quantidade restrita de tamanhos de placa utilizadas nos ensaios obriga a utilização de métodos matemáticos de extrapolação dos resultados e, com isso, prováveis distorções do comportamento real do solo. A fim de verificar-se a coerência entre os valores obtidos pelos três métodos de cálculo para obtenção do ELU, tendo consciência das possíveis distorções que os valores pudessem sofrer em função das variações da área da base e da profundidade de assentamento, calculou-se os métodos teórico e semi-empíricos nas mesmas condições de ensaio da prova de carga sobre placa, ou seja:

- Profundidade de assentamento: 0,5m;
- Área da base: circular, com diâmetro de 90cm;
- Fator de segurança global: 2.

Os cálculos realizados resultaram nos seguintes valores:

- Tensão admissível pelo método de prova de carga sobre placa: 149kPa;
- Tensão admissível pelo método teórico: 189kPa;
- Tensão admissível pela média simples dos métodos semi-empíricos: 98kPa.

Analisando-se tais valores, fica evidente que a tensão fornecida pela prova de carga sobre placa resultou em, aproximadamente, uma média aritmética dos outros dois resultados obtidos. Verifica-se que o fornecido pelos métodos semi-empíricos é o menor dentre eles, ou seja, aquele que está mais a favor da segurança.

4.1.2. Cálculo do estado-limite de serviço

Além de atender os estados-limites últimos, o dimensionamento das fundações deve levar em consideração os estados-limites de serviço que, segundo o item 7.4 da NBR 6122 (ABNT, 2019), compreende as limitações das tensões aplicadas ao terreno que levem em consideração os níveis de recalque e deformação da estrutura.

4.1.2.1. RECALQUES

Segundo Terzaghi e Peck (1967 apud CITRA et al. 2011), os valores admissíveis para o recalque diferencial e total em areias são de:

- Recalque diferencial = 20mm
- Recalque total = 25mm

Para o cálculo dos recalques de cada fundação são utilizados 4 métodos para depois, por meio de uma média simples entre eles, definir o valor de recalque a ser verificado pelos três critérios citados. Os métodos utilizados são:

A) Teoria da elasticidade – camada infinita (RUVÉR, 2005):

$$\rho_i = \sigma \cdot \phi_{eq} \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) I_p \quad (34)$$

$$E_s = \alpha K N_{spt} \quad (35)$$

B) Teoria da elasticidade – camada infinita (E_s calculado por RUVEN, 2005):

Segue-se o mesmo roteiro de cálculo desenvolvido para o primeiro método, diferenciando-se apenas na variável E_s que é obtida pela expressão (36):

$$E_s = 1,8945 \cdot N_{spt,60} \quad (36)$$

$$N_{spt,60} = 1,1 \times N_{spt} \quad (37)$$

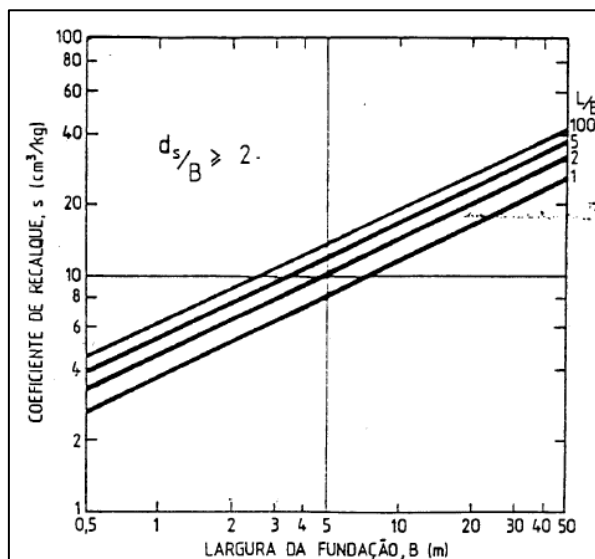
C) Teoria de Ruver (2005):

$$\rho_i = 0,3077 \cdot N_{spt}^{-0,9296} \cdot \phi_{eq} \cdot \sigma \quad (38)$$

D) Teoria de Schultze & Sherif (1973, apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$\rho_i = \frac{S\sigma}{N_{spt}^{0,87} [1+0,4(D/B)]} \quad (39)$$

Figura 12 – Coeficiente de Recalque (S)



Fonte: SCHNAID e ODEBRECHT, 2012

4.1.2.2. DISTORÇÃO ANGULAR

De acordo com Skempton e MacDonald (apud CITRA et al. 2011), o valor

máximo da distorção angular, representado pela divisão do recalque diferencial (δ) pela distância entre os centros de carga das fundações (ℓ) deve ser de no máximo 1:300.

4.1.3. Dimensionamento Geométrico

Para a concepção das geometrias, observou-se o item 7.6 da NBR 6122 (ABNT, 2019) que orienta que o dimensionamento da geometria da base deve levar em consideração:

1 – *Cargas centradas*: representadas pelas cargas F_z provenientes da superestrutura e que devem ser suportadas por uma área de fundação tal que as tensões transmitidas ao terreno, admitidas uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou tensão resistente de projeto do solo de apoio.

2 – *Cargas excêntricas*: representadas pelos momentos M_x e M_y provenientes da superestrutura e que devem ser suportadas pelas fundações considerando que o solo é um elemento não resistente à tração. Deve-se assegurar que a área comprimida deve ser no mínimo $2/3$ da área total e que a tensão máxima de borda seja menor ou igual à tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

3 – *Cargas horizontais*: representadas pelas cargas F_x e F_y provenientes da superestrutura. Para equilibrar tais forças que atuam sobre uma fundação, pode-se contar com o empuxo passivo, desde que se assegure que o solo não venha a ser removido, além da resistência ao cisalhamento no contato solo-sapata. O valor calculado do empuxo passivo deve ser reduzido por um coeficiente de no mínimo 2,0, visando limitar deformações.

Para o correto dimensionamento da geometria é seguido também alguns critérios adicionais, indicados no item 7.7 da NBR 6122 (ABNT, 2019):

1 – *Dimensão mínima*: em planta, as sapatas isoladas ou os blocos não devem ter dimensões inferiores a 0,60 m.

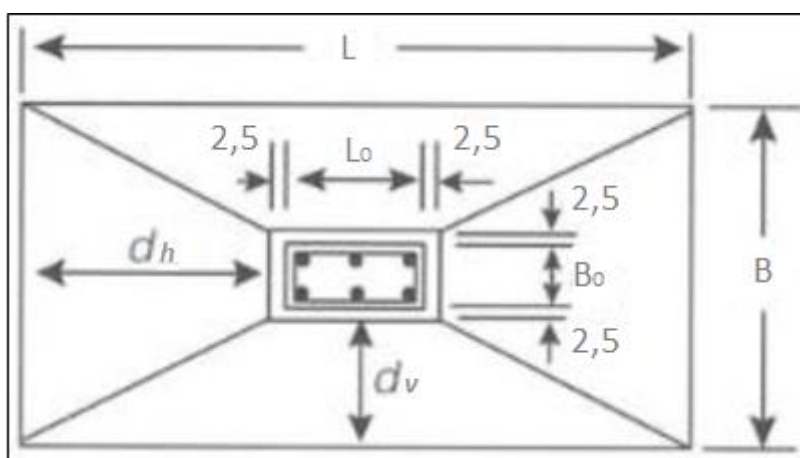
2 – *Profundidade mínima*: adotou-se o critério de assentar todas as fundações na profundidade mínima de 1,0 m a fim de assegurar que a capacidade de suporte do solo não seja influenciada pelas variações sazonais de clima ou alterações de umidade.

3 – *Lastro*: Todas as partes das fundações estarão concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural de 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo-fundação.

4 – *Igualdade entre as dimensões d_v e d_h* (apenas para fundações isoladas): a relação entre os lados da fundação isolada deve seguir, preferencialmente, a equação (39), tendo suas variáveis representadas na figura 13.

$$d_v = d_h = d = \frac{L-L_0}{2} = \frac{B-B_0}{2} \quad (40)$$

Figura 13 – Relação das dimensões em planta



Fonte: ALONSO, 2019

4.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Neste projeto são abordados três sistemas de fundações que se diferenciam quanto ao comportamento estrutural, que diz respeito a forma de reação da estrutura para suportar e transmitir os esforços que lhe são impostos. Os sistemas são:

- Blocos;
- Sapatas Rígidas;
- Sapatas Flexíveis.

Cada um desses sistemas de fundações é composto por elementos de dois tipos, que se diferenciam pelo número de cargas concentradas que recebem dos pilares:

- Isolado: carga concentrada de um único pilar.
- Associado: carga concentrada de mais de um pilar transferida ao solo através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas fundações isoladas.

4.2.1. Fundações Superficiais Isoladas

4.2.1.1. BLOCOS ISOLADOS

De acordo com o item NBR 6122 (ABNT, 2019), os blocos são elementos de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionados de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura. Nesse projeto serão dimensionados blocos feitos de concreto.

4.2.1.1.1. Dimensionamento Estrutural de Blocos Isolados

A) Altura dos blocos:

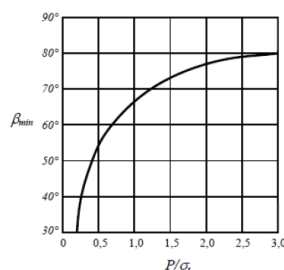
A altura dos blocos será definida em função do ângulo β , calculado conforme as equações (40) e (41), tendo seu valor mínimo igual a 60° , de acordo com o item 7.8.2 da NBR 6122 (ABNT, 2019). Sua representação na geometria está ilustrada na figura 15.

Cálculo do ângulo β :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{f_{ck}^{2/3}}{9,34} \quad (41) \quad \frac{tg\beta}{\beta} = \frac{p}{\bar{\sigma}_t} + 1 \quad (42)$$

O ângulo β também pode ser obtido por meio do ábaco ilustrado na figura 14.

Figura 14 – ângulo β_{min}



Fonte: ALONSO, 2019

Cálculo do valor de projeto da tensão máxima de tração:

$$\sigma_{td} = \sigma_{tm\acute{a}x} \cdot \gamma_f \quad (44) \quad \sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{p}{\frac{tg\beta}{\beta} - 1} \quad (43)$$

Não haverá necessidade da utilização de armadura quando a relação, expressa pela inequação (45), for satisfeita:

$$\sigma_{td} \leq f_{ctd} \quad (45)$$

Definido o ângulo β , basta aplicar a equação (46) para obter a altura h , representada na figura 15, do bloco:

$$h = \frac{B-b}{2} tg\beta \quad (46)$$

Onde:

b – largura do pilar (m);

B – largura do bloco (m).

A altura mínima do bloco deve ser igual ao comprimento de ancoragem necessário da armadura, descrita no item 9 da NBR 6118 (ABNT, 2014), entre a estrutura e o bloco acrescido de 5 cm para o cobrimento das armaduras.

B) Comprimento de ancoragem:

O comprimento de ancoragem necessário é calculado pela equação (47):

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (47)$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\emptyset \\ 100mm \end{cases} \quad (48)$$

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (49)$$

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd} \quad (50)$$

Onde:

\emptyset – diâmetro da barra (mm);

$n_1 = 2,25$ para barras nervuradas (CA-50);

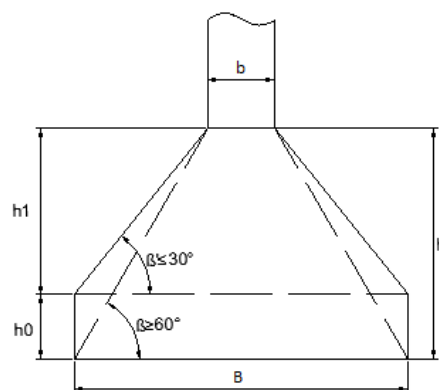
$n_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$n_3 = 1,0$ para $\varnothing < 32\text{mm}$.

Com a finalidade de otimizar e simplificar os procedimentos executivos, optou-se por adotar as paredes das cavas, onde são concretados os blocos, como formas. Para dispensar a utilização de formas na parte superior, observou-se o limite de 30° para o ângulo β' , medido entre a horizontal e a superfície inclinada de concreto da parte superior do bloco, para aproveitar o abatimento do concreto, conforme ilustrado na figura 15.

A altura h_0 , representada na figura 15, deve ter um comprimento mínimo de 20cm (Alonso, 2019).

Figura 15 – Relação das alturas no bloco



Fonte: adaptado de ALONSO, 2019

4.2.1.2. SAPATAS

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), a sapata é um elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

As sapatas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são classificadas em dois tipos: *sapatas rígidas* e *sapatas flexíveis*. Para que uma sapata seja rígida ela deve satisfazer a expressão (51). Caso contrário, a sapata é considerada flexível. As variáveis da expressão (51) estão representadas na figura 16.

$$h \geq \frac{(B-b)}{3} \quad (51)$$

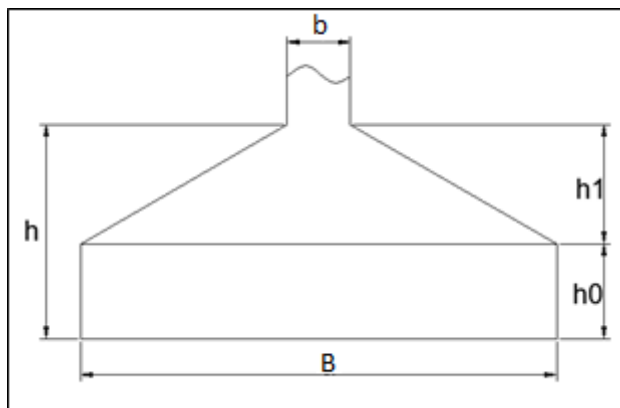
Onde:

h – altura da sapata (m);

B – dimensão da sapata em uma determinada direção (m);

b – dimensão do pilar na mesma direção (m).

Figura 16 – Relação das dimensões nas Sapatas



Fonte: adaptado de CAMPOS, 2015

Quanto ao comportamento estrutural, o item 22.6.2 da NRB 6118 (ABNT, 2014) descreve os dois tipos de sapatas da seguinte maneira:

Sapatas Rígidas:

a) trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;

b) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.

Sapatas Flexíveis:

a) trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada;

b) trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção.

4.2.1.2.1. Dimensionamento estrutural das sapatas rígidas isoladas

A) Altura da sapata rígida:

Conforme já mencionado, a altura da sapata é definida pela equação (51) e deve atender ao critério do comprimento necessário de ancoragem, descrito em 4.2.1.1.1 – B.

As alturas h_0 e h_1 , ilustradas na figura 15, são definidas conforme os seguintes critérios, expressos na equação (52) e na inequação (53):

$$h_1 = \text{MENOR}[h_{1,B} = (B_1 - b_1 - 0,05)/4; h_{1,L} = (B_2 - b_2 - 0,05)/4] \quad (52)$$

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20\text{cm} \\ h-h_1 \end{cases} \quad (53)$$

B) Cálculo das áreas de aço:

Para o cálculo das áreas de aço necessárias para resistir aos esforços de tração, deve-se utilizar as equações (57) e (58):

$$N_{sd} = \gamma_f \cdot N_{sk} \quad (54)$$

$$R_{sd1} = \frac{N_{sd}}{8d} (B_1 - b_1) \quad (55)$$

$$R_{sd2} = \frac{N_{sd}}{8d} (B_2 - b_2) \quad (56)$$

$$A_{s1} = \frac{R_{sd1}}{f_{yd}} \quad (57)$$

$$A_{s2} = \frac{R_{sd2}}{f_{yd}} \quad (58)$$

Onde:

B_1 e B_2 – larguras da sapata (m);

b_1 e b_2 – larguras do pilar nas mesmas direções das larguras da sapata (m).

C) Cálculo do espaçamento e definição das bitolas de aço:

Cálculo da taxa de armadura por metro (59) e (60):

$$A_{s,B1} = \frac{A_{s1}}{B_2} \quad (59) \quad A_{s,B2} = \frac{A_{s2}}{B_1} \quad (60)$$

Cálculo do espaçamento (e):

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a sapata. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 20 cm, será escolhido para armar a sapata.

D) Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da seguinte expressão:

$$n_b = \frac{(B-2cob)}{e} + 1 \quad (61)$$

E) Verificação das tensões nas bielas (ruptura por compressão diagonal):

Verificando a tensão de cisalhamento pela cortante na seção $II - II$:

A fim de verificar a capacidade de suporte do concreto aos esforços de cortante, deve ser satisfeita a inequação (62):

$$\tau_{sd} = \frac{V_{II,d}}{1 \cdot d} \leq \tau_{Rd2} \quad (62)$$

$$V_{II,d} = \frac{N_{sd}}{(B \cdot 1)} \frac{(B-b)}{2} \quad (63)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (64)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (65)$$

Verificando a tensão de cisalhamento na superfície de interface pilar-sapata (66):

$$\tau_{sd} = \frac{N_{sd}}{(\mu \cdot d)} \leq \tau_{Rd2} \quad (66)$$

F) Comprimento de ancoragem:

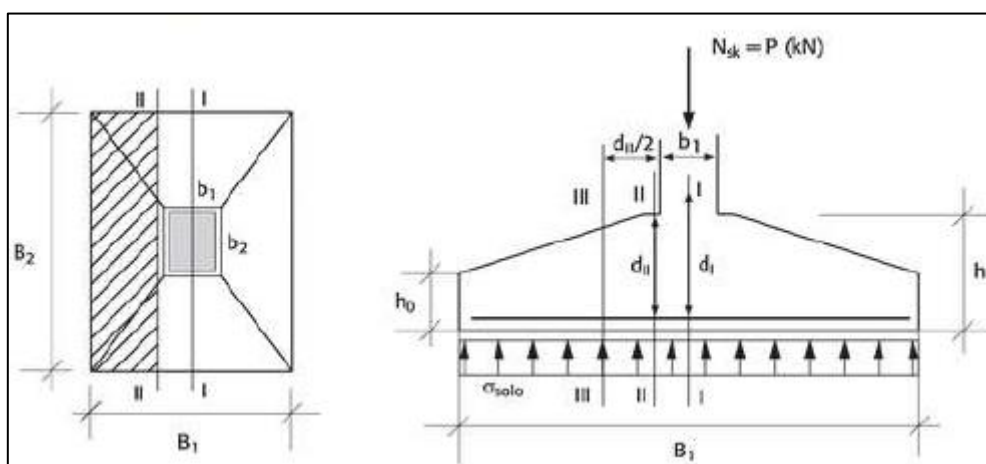
Para verificação do comprimento necessário de ancoragem, deve-se seguir o mesmo procedimento descrito no item 4.2.1.1.1 – B.

4.2.1.2.2. Dimensionamento estrutural das sapatas flexíveis isoladas

A) Cálculo dos esforços solicitantes:

Os cálculos dos esforços solicitantes nas sapatas flexíveis devem ser analisados em 3 seções que dividem verticalmente a sapata, a partir do eixo do pilar em direção à extremidade, ilustradas na figura 17:

Figura 17 – Sapatas Flexíveis



Fonte: CAMPOS, 2015

Seção I:

Cálculo do momento (67):

$$M_1 = \frac{N_{sd}}{8} (B - b) \quad (67)$$

Cálculo do cortante (68):

$$V_1 = \frac{N_{sd} \cdot B_2 \cdot B_1}{B_1 \cdot B_2} \frac{B_1}{2} - \frac{N_{sd} \cdot b}{b} \frac{b}{2} = 0 \quad (68)$$

Onde:

B_1 e B_2 – dimensões em planta da sapata (m);

b – dimensão do pilar (m).

Seção II:

Cálculo do momento, (69) e (70):

$$M_2 = \frac{N_{sd} (B_1 - b_1)^2}{B_1 \cdot 8} \quad (69) \quad M_2 = \frac{N_{sd} (B_2 - b_2)^2}{B_2 \cdot 8} \quad (70)$$

Cálculo do cortante: o menor valor dos dois métodos será utilizado

A partir do momento:

$$V_2 = \frac{N_{sd} (B_1 - b_1)}{B_1 \cdot 2} \quad (71) \quad V_2 = \frac{N_{sd} (B_2 - b_2)}{B_2 \cdot 2} \quad (72)$$

A partir da área de influência, (73) e (74):

$$V_2 = \frac{N_{sd}}{B_1 \cdot B_2} A_{inf,2} = \frac{N_{sd} (B_2 + b_2) (B_1 - b_1)}{B_1 \cdot B_2 \cdot 2 \cdot 2} \quad (73)$$

$$V_2 = \frac{N_{sd}}{B_1 \cdot B_2} A_{inf,2} = \frac{N_{sd} (B_1 + b_1) (B_2 - b_2)}{B_1 \cdot B_2 \cdot 2 \cdot 2} \quad (74)$$

Seção III:

Cálculo do cortante (75):

$$V_3 = \frac{N_{sd} (B_1 - b_1 - d_{II})}{B_1 \cdot 2} \quad (75)$$

B) Definição dos coeficientes Ks e Ks:

Considerando a tabela presente no ANEXO C, de valores de Kc e Ks para diagrama retangular, será extraído os valores dos coeficientes que correspondam aos limites 2b e 3 relativos ao valor de $f_{ck}=35\text{MPa}$.

$$K_{x23} = 0,259 \rightarrow K_{c23} = 2,53 \text{ (domínio 2 - 3);}$$

$$K_{x34} = 0,628 \rightarrow K_{c34} = 1,25 \text{ (domínio 3 - 4).}$$

C) Cálculo das dimensões da seção transversal da sapata:

Considerando os valores de Kc nos limites 2b e 3, será calculado as alturas uteis relativas a B1 e B2. Na sequência será definido a altura útil da sapata como sendo a menor considerando as alturas calculadas nos limites de deformação estabelecidos.

Altura útil calculada no limite 2b, (76) e (77):

$$d_{23} = \sqrt{\frac{K_{c,23} \cdot M_{2,d}}{b_1}} \quad (76) \quad d_{23} = \sqrt{\frac{K_{c,23} \cdot M_{2,d}}{b_2}} \quad (77)$$

Altura útil calculada no limite 3, (78) e (79):

$$d_{34} = \sqrt{\frac{K_{c,34} \cdot M_{2,d}}{b_1}} \quad (78) \quad d_{34} = \sqrt{\frac{K_{c,34} \cdot M_{2,d}}{b_2}} \quad (79)$$

A partir da altura útil, define-se a altura total (80):

$$h = d_{II} + cob \quad (80)$$

D) Dimensionamento da área de aço:

A fim de dimensionar a área de aço necessária para resistir aos esforços de flexão, será calculado a área de aço nas seções 1 e 2 e também o valor referente a armadura mínima da seção transversal. Por fim será adotado o maior valor entre os três para armar a sapata.

Cálculo da área de aço para a seção 1 (realizado nas direções B1 e B2):

a. Cálculo da altura útil na seção 1 (81):

$$d_I = d_{II} + \frac{b}{6} \quad (81)$$

b. Cálculo do coeficiente K_c :

$$K_{c,1} = \frac{b \cdot d_I^2}{M_{1,d}} \quad (82)$$

c. Obtenção do valor de K_s (ANEXO C);

d. Cálculo da área de aço:

$$A_{s,1} = K_{s,1} \frac{M_{1,d}}{d_I} \quad (83)$$

Cálculo da área de aço para a seção 2 (realizado nas direções B1 e B2):

- a. Cálculo do coeficiente K_c :

$$K_{c,2} = \frac{b \cdot d_{II}^2}{M_{2,d}} \quad (84)$$

- b. Obtenção do valor de K_s (ANEXO C);

- c. Cálculo da área de aço:

$$A_{s,2} = K_{s,2} \frac{M_{2,d}}{d_{II}} \quad (85)$$

Cálculo da área mínima de aço (calculada nas duas direções):

$$A_{s,min} = 0,67 \cdot \rho_{min} \cdot b_w \cdot h \quad (86)$$

- E) Cálculo do espaçamento e definição das bitolas de aço:

- a. Cálculo da taxa de armadura por metro:

$$A_{s,B1} = \frac{A_{s1}}{B_2} \quad (87) \quad A_{s,B2} = \frac{A_{s2}}{B_1} \quad (88)$$

- b. Cálculo do espaçamento (e):

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a sapata. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 20 cm, será escolhido para armar a sapata.

- F) Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da seguinte expressão (60), já descrita anteriormente na seção 4.2.1.2.1.

Verificação do cisalhamento na região de interface do perímetro do pilar com a sapata (puncionamento) (89):

$$\tau_{sd} = \frac{N_{sd}}{(\mu \cdot d_{II})} \leq \tau_{Rd2} \quad (89)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (90)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (91)$$

G) Verificação da resistência do concreto ao esforço cortante na seção II – II (92):

$$V_{sd} \leq V_{rd2} = 0,27\alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (92)$$

$$V_{sd} = V_{II,k} \cdot \gamma_f \quad (93)$$

H) Verificação da necessidade de utilização de armadura transversal:

Para proceder essa verificação, será analisado o esforço cortante na seção III. Caso a seção de concreto não seja suficiente para resistir aos esforços de cortante, deverá ser empregado armaduras transversais na estrutura.

a. Cálculo do cortante resistente:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot K(1,2 + 40\rho_1)B_2 \cdot d_{III} \quad (94)$$

$$\tau_{Rd} = 0,0375f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (95)$$

$$d_3 = \frac{(d_{II}-h_0)(B_1-b_1-d_{II}-5,0)}{(B_1-b_1-5,0)} + h_0 \quad (96)$$

$$K = |1,6 - d_{III}| \geq 1,0 \quad (97)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} < 0,02 \quad (98)$$

b. Critério para dispensar a utilização de armadura (97):

$$V_3 \leq V_{Rd1} \quad (99)$$

I) Comprimento de ancoragem:

Para verificação do comprimento necessário de ancoragem deve-se seguir o mesmo procedimento descrito no item 4.2.1.1.1 – B.

4.2.2. Fundações Superficiais Associadas

As fundações associadas são dimensionadas a fim de suportar carregamentos de

mais de um pilar quando não há como dimensionar de forma isolada as fundações. Isso se dá em decorrência da distância mínima necessária para que as fundações possam suportar de forma individual a carga proveniente de cada pilar sem interferir nas fundações ao redor.

Para que a carga dos pilares possa ser distribuída na fundação, e esta possa trabalhar com tensão constante, deve-se prever uma viga de rigidez unindo os pilares.

As estruturas de fundação, contando com a distribuição promovida pela viga de rigidez, poderão ser dimensionadas como fundações corridas, ou seja, com uma carga constante distribuída uniformemente ao longo do comprimento.

Quanto ao dimensionamento estrutural, seguiremos a sequência lógica de projeto, sendo primeiramente descrito o processo de dimensionamento de cada um dos tipos de fundações corridas. Depois será detalhado as etapas de dimensionamento da viga de rigidez, que são comuns aos três sistemas de fundações.

4.2.2.1. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS CORRIDOS

Conforme analisado na literatura existente sobre o tema, conclui-se que não há fundamento teórico para a execução de “blocos associados”. Entretanto como o objetivo deste trabalho é promover um estudo comparativo entre os custos envolvidos na execução dos três tipos de fundações superficiais – sapata rígida, sapata flexível e bloco – será feito uma simulação de como seria o projeto de “blocos associados”, ou seja, “blocos corridos” vinculados a uma viga de rigidez.

Para o dimensionamento dos “blocos corridos” foi utilizado em grande parte o mesmo procedimento descrito para os blocos isolados, tendo como diferenças pontuais:

A utilização de carga por metro: a pressão sobre o bloco resulta do somatório dos carregamentos pontuais dos pilares distribuídos linearmente ao longo do comprimento da fundação.

Cálculo da altura do bloco: deve ser considerado a mesma equação dos blocos isolados, tendo como diferença o valor das variáveis B e b que devem ser, respectivamente, a dimensão da largura do bloco e o comprimento dos pilares na mesma direção de b .

4.2.2.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SAPATAS RÍGIDAS CORRIDAS

A) Definição da carga de Projeto:

a. Somatório das cargas da supraestrutura (100):

$$N_{sk} = \frac{\sum_{i=1}^{n_p} N_{sk,i}}{B} \quad (100)$$

Onde:

B – comprimento da fundação (m).

b. Carga de projeto da supra estrutura (101):

$$F_{sd} = \gamma_f \cdot N_{sk} \quad (101)$$

B) Dimensionamento da armadura:

Cálculo da resistência de projeto do aço (102):

$$R_{sd} = \frac{F_{sd} (B-b)}{d} \frac{1}{\gamma_s} \quad (102)$$

Onde:

b – dimensão do pilar no mesmo sentido de B (m).

Cálculo da área de aço por metro da armadura principal (103):

$$A_{s,princ} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad (103)$$

C) Cálculo da armadura de distribuição:

De acordo com o item 20.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura de distribuição será calculada pela expressão (104):

$$A_{s,dist} = \frac{A_{s,princ}}{5} \quad (104)$$

D) Cálculo do espaçamento das barras:

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro

referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a sapata. Os valores que se aproximarem mais dos espaçamentos máximos, de 20 cm e 33 cm, serão escolhidos para a armar as sapatas com as armaduras principais e de distribuição respectivamente.

E) Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da seguinte expressão (60), já descrita anteriormente na seção 4.2.1.2.1.

F) Verificação das tensões nas bielas (ruptura por compressão diagonal):

Verificando a tensão de cisalhamento pela cortante na seção $II - II$:

A fim de verificar a capacidade de suporte do concreto aos esforços de compressão, deve ser satisfeita a inequação (105):

$$\tau_{sd} = \frac{V_{II,d}}{1 \cdot d} \leq \tau_{Rd2} \quad (105)$$

$$V_{II,d} = \frac{N_{sd} (B-b)}{(B \cdot 1) \cdot 2} \quad (106)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (107)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (108)$$

Verificando a tensão de cisalhamento na superfície C (pilar-sapata) – punção (109):

$$T_{sd} = \frac{F_{sd}}{(\mu \cdot d)} \leq \tau_{Rd2} \quad (109)$$

G) Comprimento de ancoragem:

Para verificação do comprimento necessário de ancoragem deve-se seguir o mesmo procedimento descrito no item 4.2.1.1.1 – B.

4.2.2.3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SAPATAS FLEXÍVEIS CORRIDAS

A) Definição da carga de projeto:

Procedeu-se conforme descrito no item 4.2.2.2 – A para definir-se a carga de projeto.

B) Cálculo dos esforços solicitantes nas seções *I*, *II* e *III*:

Assim como nas sapatas flexíveis isoladas, a divisão das seções seguirá o mesmo padrão de distribuição, ilustrado na figura 14, entretanto essa divisão só será verificada na seção transversal perpendicular a maior dimensão da sapata, diferentemente das sapatas isoladas.

Seção I:

Cálculo do momento (110):

$$M_{I,k} = F_{sd} \frac{(B-b)}{8} \quad (110)$$

Valor do cortante (111):

$$V_{I,k} = 0 \quad (111)$$

Seção II:

Cálculo do momento (112):

$$M_{II,k} = \frac{F_{sd}}{B} \frac{(B-b)^2}{8} \quad (112)$$

Cálculo do cortante (113):

$$V_{II,k} = \frac{F_{sd}}{B} \frac{(B-b)}{2} \quad (113)$$

Seção III:

Cálculo do momento (114):

$$M_{III,k} = \frac{F_{sd}}{B} \frac{(B-b-d_{II})^2}{8} \quad (114)$$

Cálculo do cortante:

$$V_{III,k} = \frac{F_{sd}}{B} \frac{(B-b-d_{II})}{2} \quad (115)$$

C) Definição dos coeficientes K_c e K_s :

Considerando a tabela de valores de K_c e K_s , presente no ANEXO C, para diagrama retangular, será extraído o valor do coeficiente que corresponde ao limite $2b/3$ relativo ao valor de $f_{ck}=35\text{MPa}$.

$$K_{x23} = 0,259 \rightarrow K_{c23} = 2,53 \text{ (domínio 2 - 3)}$$

D) Cálculo das dimensões da seção transversal da sapata:

Considerando os valores de K_c nos limites 2b e 3, será calculado a altura. Na sequência será definido a altura útil da sapata como sendo a menor dentro considerando as alturas calculadas nos limites de deformação estabelecidos.

Altura útil calculada no limite 2b (116):

$$d_{23} = \sqrt{\frac{K_{c,23} \cdot M_{II,d}}{b}} \quad (116)$$

A partir da altura útil, define-se a altura total (117):

$$h = d_2 + cob \quad (117)$$

E) Dimensionamento da área de aço:

A fim de dimensionar a área de aço necessária para resistir aos esforços de flexão, será calculado a área de aço nas seções 1 e 2 e também o valor referente a armadura mínima da seção transversal. Por fim será adotado o maior valor entre os três para ser a armadura principal da sapata.

Cálculo da área de aço para a seção 1:

a. Cálculo da altura útil na seção 1 (118):

$$d_1 = d_2 + \frac{b}{6} \quad (118)$$

b. Cálculo do coeficiente K_c (119):

$$K_{c,1} = \frac{b \cdot d_1^2}{M_{1,d}} \quad (119)$$

c. Obtenção do valor de Ks (ANEXO C);

d. Cálculo da área de aço (120):

$$A_{s,1} = K_{s,1} \frac{M_{1,d}}{d_1} \quad (120)$$

Cálculo da área de aço para a seção 2:

a. Cálculo do coeficiente Kc:

$$K_{c,2} = \frac{b \cdot d_2^2}{M_{2,d}} \quad (121)$$

b. Obtenção do valor de Ks (ANEXO C);

c. Cálculo da área de aço (122):

$$A_{s,2} = K_{s,2} \frac{M_{2,d}}{d_2} \quad (122)$$

Cálculo da área mínima de aço (calculada nas duas direções):

$$A_{s,min} = 0,67 \cdot \rho_{min} \cdot b_w \cdot h \quad (123)$$

F) Cálculo do espaçamento e definição das bitolas de aço:

a. Cálculo da taxa de armadura principal por metro (124):

$$A_{s,princ} = \frac{A_{s1}}{L} \quad (124)$$

Onde:

L – comprimento da sapata (m).

b. Cálculo da taxa de armadura de distribuição por metro (125):

$$A_{s,dist} = \frac{A_{s,princ}}{5} \quad (125)$$

c. Cálculo do espaçamento (e):

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a sapata. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 20 cm, será escolhido para armar a sapata na direção principal. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 33 cm, será escolhido para armar a sapata na direção de distribuição.

G) Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da seguinte expressão (60), já descrita anteriormente na seção 4.2.1.2.1.

H) Verificação da resistência à compressão do concreto na superfície de contato do pilar com a sapata:

Os cálculos necessários para tal verificação estão presentes na seção 4.2.1.2.2, nas equações (89), (90) e (91).

I) Verificação da resistência do concreto ao esforço cortante na seção *II – II*:

Os cálculos necessários para tal verificação estão presentes na seção 4.2.1.2.2, nas equações (92) e (93).

J) Verificação da necessidade de utilização de armadura transversal:

Para proceder essa verificação, será analisado o esforço cortante na seção *III*. Caso a seção de concreto não seja suficiente para resistir aos esforços de cortante, deverá ser empregado armaduras transversais na estrutura.

Cálculo do cortante resistente (126):

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot K(1,2 + 40\rho_1)]b_w \cdot d_{III} \quad (126)$$

Onde:

b_w – comprimento unitário (1m) da sapata.

O cálculo das variáveis necessária para o cálculo do valor da cortante resistente do concreto estão descritas nas equações (95), (96), (97) e (98), já mencionadas na seção 4.2.1.2.2.

Critério para dispensar a utilização de armadura (127):

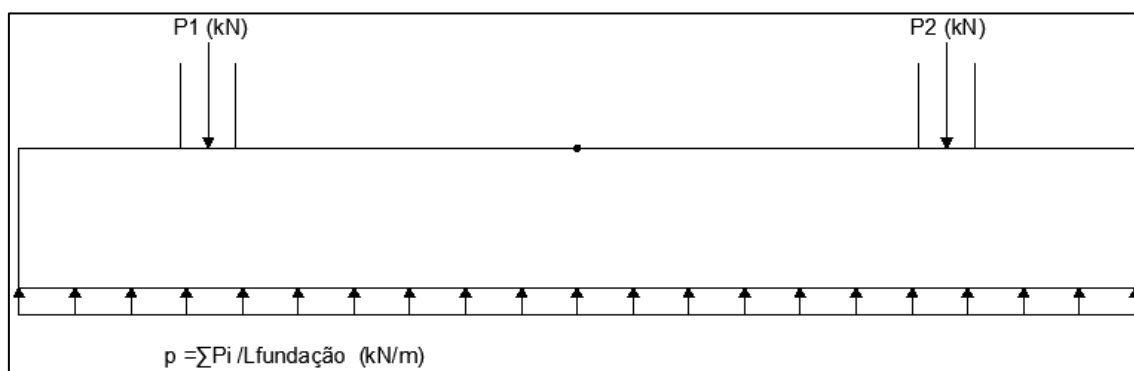
$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (127)$$

4.2.2.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE RIGIDEZ

A) Condições de contorno e carregamento

Inicialmente, esquematiza-se o sistema de cálculo da viga de rigidez com suas condições de contorno e carregamentos, conforme a figura 18.

Figura 18 – Carregamentos na viga de rigidez



Fonte: adaptado de CAMPOS (2015)

Na sequência expressa-se as equações dos esforços solicitantes de momento (128) e cortante (129):

$$V_{(x)} = p \cdot x - \sum_{i=0}^n P_i \quad (128)$$

$$M_{(x)} = \frac{p \cdot x^2}{2} - \sum_{i=0}^n P_i (x - d_p)^{(i-1)} \quad (129)$$

Nos pontos nos quais há a existência de pilares, o momento fletor e a força cortante podem ser diminuídos por meio das forças em sentido contrário proveniente dos respectivos pilares.

B) Determinação da altura e largura da viga de rigidez:

Para a largura da viga de rigidez (b_w) será utilizado o valor da soma da largura do maior pilar mais 5 cm.

Para a definição da altura será levado em consideração o valor resistente do concreto à compressão diagonal, V_{Rd2} , que deverá ser maior que a máxima cortante na viga conforme a expressão (130) abaixo que se baseiam no item 17.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (130)$$

$$V_{sd} = V_{sk,máx} \cdot \gamma_f \quad (131)$$

Caso a altura necessária para satisfazer a resistência a compressão diagonal seja inferior à altura da fundação, será adotado a altura da fundação para a viga de rigidez.

C) Dimensionamento das armaduras

Analisando os diagramas de esforço cortante e momento fletor, será dimensionado as armaduras para cada uma das seções, considerando seus valores característicos máximos.

Dimensionamento à flexão:

a. Cálculo do coeficiente K_c (132):

$$K_c = K_s \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \quad (132)$$

b. Obtenção do coeficiente K_s (ANEXO C).

c. Cálculo da área de aço (133):

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d} \quad (133)$$

d. Cálculo da área mínima de aço (134):

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (134)$$

e. Cálculo do espaçamento:

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a viga. O valor que se aproximar mais do

espaçamento máximo, de 20 cm, será escolhido para armar a viga.

f. Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da expressão (135):

$$n_b = \frac{b_w}{e} + 1 \quad (135)$$

Dimensionamento à cortante:

a. Cálculo da resistência do concreto ao esforço cortante (136):

$$V_c = 0,6f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (136)$$

Para a resistência dos estribos, f_{ywd} , será adotado, conforme o item 19.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de 435Mpa.

b. Cálculo taxa de armadura por metro por ramos de estribo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{V_{sd} - V_c}{0,9d \cdot f_{ywd}} \quad (136)$$

c. Cálculo da armadura mínima:

A armadura mínima será definida em função da taxa mínima de armadura transversal, calculada pela expressão (137):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,06 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} \quad (137)$$

E o cálculo da armadura mínima (138):

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min.} = \rho_{w,min} \cdot b_w \quad (138)$$

d. Cálculo do espaçamento:

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a viga. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 30 cm, será escolhido para armar a viga.

e. Cálculo do número de estribos:

O número de estribos (n_e) será definido por meio da expressão (139):

$$n_e = \frac{L}{e} + 1 \quad (139)$$

Onde:

L – comprimento da viga (m).

Dimensionamento da armadura de pele:

a. Cálculo da área de aço por face da viga:

$$\frac{A_{s,pele}}{face} \geq 0,10\% A_{c,alma} \quad (140)$$

b. Cálculo do espaçamento:

Para o cálculo do espaçamento deve-se dividir a taxa de armadura por metro referente a cada uma das bitolas de aço, disponíveis no mercado para a classificação CA-50, pela taxa de aço por metro necessária para a viga. O valor que se aproximar mais do espaçamento máximo, de 20 cm, será escolhido para armar a viga.

c. Cálculo do número de barras:

O número de barras (n_b) será definido por meio da expressão (141):

$$n_b = \frac{h}{e} + 1 \quad (141)$$

D) Distribuição da armadura de flexão:

A armadura de flexão localizada na parte inferior da viga, será distribuída para além dos limites da viga em uma largura igual a (142):

$$b_{w,viga} + 2h_{sap} \cdot tg30^\circ \quad (142)$$

5 QUANTITATIVOS E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA

Após terem sido feitos todos os cálculos e considerações referentes ao dimensionamento dos elementos de fundações, nos três tipos de sistemas, torna-se possível extrair os valores quantitativos referentes aos componentes construtivos, que compõem as estruturas de fundação, e aos processos produtivos necessários para execução das mesmas.

A extração dos valores quantitativos é balizada pelas composições de custos, fornecidas pelo Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices (SINAPI), baseado nos relatórios publicados em maio de 2020, para o estado do Rio Grande do Sul. De acordo com estes relatórios, adotou-se que a estimativa orçamentária das fundações seria baseada nos valores gerados a partir das seguintes composições de custos:

A) Lastro de concreto:

Figura 19 – Composição de custo de lastro de concreto

96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, M2 ESPESURA DE 5 CM. AF_08/2017	CR	22,06
-------	---	----	-------

Fonte: SINAPI, 2020

B) Montagem de formas:

Figura 20 – Composição de custo de montagem e desmontagem de formas

96529	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SE RRADA, E=25 MM, 1 UTILIZAÇÃO. AF_06/2017	CR	216,31
-------	--	----	--------

Fonte: SINAPI, 2020

C) Armação:

Figura 21 – Composições de custos de armação

96544	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	CR	10,69
96545	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 - MONTAGEM. AF_06/2017	MM KG	CR	9,59
96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 M - MONTAGEM. AF_06/2017	M KG	CR	8,35
96547	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	CR	6,95
96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 M - MONTAGEM. AF_06/2017	M KG	CR	6,41
96549	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20 M - MONTAGEM. AF_06/2017	M KG	CR	6,94
96550	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25 M - MONTAGEM. AF_06/2017	M KG	CR	6,65

Fonte: SINAPI, 2020

Para estimar os custos envolvendo a armação das fundações com aço de bitola superior a 25mm utilizou-se a composição analítica SINAPI (2020) referente a barras de diâmetro 25mm, apenas substituindo-se os valores dos insumos, referentes as barras de aço, para os diâmetros utilizados.

Figura 22 – Composição de custo para armação com bitola 25mm

96550	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG			
I	39017 ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLÁSTICO, PARA V UN ERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	CR	0,0960000	0,09	0,00
I	43132 ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,60 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,011 KG/M)	CR	0,0250000	11,68	0,29
C	88238 AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H CR	0,0085000	15,06	0,12
C	88245 ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H CR	0,0260000	19,88	0,51
92798	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 25,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG			
I	43056 AÇO CA-50, 20,0 MM OU 25,0 MM, VERGALHAO	KG CR	1,1400000	5,01	5,71
C	88245 ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H CR	0,0011000	19,88	0,02
	MATERIAL	:	5,72	99,8251749 ¢	
	MAO DE OBRA	:	0,01	0,1748251 ¢	
	TOTAL COMPOSIÇÃO	:	5,73	100,0000000 ¢ - ORIGEM DE PREÇO: CR	

Fonte: SINAPI, 2020

Figura 23 – Custos de insumos - aço

00043058	ACO CA-50, 10,0 MM, OU 12,5 MM, OU 16,0 MM, OU 20,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	4,99
00000034	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	5,02
00043055	ACO CA-50, 12,5 MM OU 16,0 MM, VERGALHAO	KG	C	4,35
00043056	ACO CA-50, 20,0 MM OU 25,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	5,01
00043057	ACO CA-50, 32,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	5,51
00034449	ACO CA-50, 6,3 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	CR	5,89
00000032	ACO CA-50, 6,3 MM, VERGALHAO	KG	CR	5,29
00000033	ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	5,33

Fonte: SINAPI, 2020

D) Concretagem

Figura 24 – Composição de Custo de Concretagem

96558	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADE NSAMENTO E ACABAMENTO. AF_11/2016	M3	CR	418,69
-------	--	----	----	--------

Fonte: SINAPI, 2020

E) Escavação

Figura 25 – Composições de Custos de Escavação

96520	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA. AF_06/2017	M3	CR	69,45
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA. AF_06/2017	M3	CR	28,13

Fonte: SINAPI, 2020

F) Reaterro

Figura 26 – Composições de Custos de Reaterro

0021	ATERRO/REATERRO DE VALAS COM OU S/COMPACTAÇÃO			
93360	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	14,52
93361	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	11,85
93362	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	8,34
93363	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	9,10
93364	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	7,05
93365	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 4,5 A 6,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	7,90
93366	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 4,5 A 6,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	6,43
93367	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE ATÉ 1,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	13,62
93368	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	10,90
93369	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	7,44
93370	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	8,21
93371	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 3,0 A 4,5 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	6,17
93372	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 4,5 A 6,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	7,08
93373	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA DE 1,5 A 2,5 M, PROFUNDIDADE DE 4,5 A 6,0 M, COM SOLO (SEM SUBSTITUIÇÃO) DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016	M3	AS	5,55

Fonte: SINAPI, 2020

6 RESULTADOS DOS LEVANTAMENTO QUANTITATIVO E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA

Baseado na metodologia anteriormente descrita para o levantamento dos quantitativos inerentes a execução dos elementos de fundação, compilou-se na forma de quadros os resultados obtidos para cada um dos sistemas, discriminando-se os valores nas unidades de medida, condizentes com os critérios de precificação adotados nas tabelas de composição SINAPI (2020), bem como os valores monetários resultantes de cada composição de preços.

Quadro 1 – Estimativa de Orçamento - Blocos

QUADRO 1 - ORÇAMENTO - BLOCOS						
Item	Unidade	Valor Unit	Quantidade		Valor total	% sobre o custo total
Lastro de Concreto	m ²	22,06	158,58	R\$	3.498,27	1,3%
Formas	m ²	216,31	194,718	R\$	42.119,45	16,0%
Armação Ø6,3	kg	10,69	0,00	R\$	-	0,0%
Armação Ø8	kg	9,59	20,22	R\$	193,90	0,1%
Armação Ø10	kg	8,35	20,75	R\$	173,29	0,1%
Armação Ø12,5	kg	6,95	7,90	R\$	54,88	0,0%
Armação Ø16	kg	6,41	37,73	R\$	241,84	0,1%
Armação Ø20	kg	6,94	11,88	R\$	82,46	0,0%
Armação Ø25	kg	6,65	0,00	R\$	-	0,0%
Armação Ø32	kg	6,3	55,58	R\$	350,13	0,1%
Armação Ø40	kg	6,3	88,33	R\$	556,50	0,2%
Total Armação	kg		242,39	R\$	1.653,00	0,6%
Concretagem	m ³	418,69	388,24	R\$	162.552,37	61,8%
Escavação	m ³	69,45	734,88	R\$	51.037,56	19,4%
Reaterro						
h < 1,5m; l > 1,5m	m ³	14,52	0	R\$	-	0,0%
Reaterro						
1,5m < h < 3,0m; l > 1,5m	m ³	8,34	18,48	R\$	154,11	0,1%
Reaterro						
3,0m < h < 4,5m; l > 1,5m	m ³	7,05	16,71	R\$	117,81	0,0%
Reaterro						
4,5m < h < 6,0m; l > 1,5m	m ³	6,43	311,92	R\$	2.005,67	0,8%
Total Reaterro	m ³			R\$	2.277,60	0,9%
TOTAL				R\$	263.138,24	

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 2 – Estimativa de Orçamento – Sapatas Rígidas

QUADRO 2 - ORÇAMENTO - SAPATAS RÍGIDAS						
Item	Unidade	Valor Unit.	Quantidade	Valor total	% sobre o custo total	
Lastro de Concreto	m ²	R\$ 22,06	158,58	R\$ 3.498,27	5,6%	
Formas	m ²	R\$ 216,31	0,00	R\$ -	0,0%	
Armação Ø6,3	kg	R\$ 10,69	6,19	R\$ 66,16	0,1%	
Armação Ø8	kg	R\$ 9,59	35,04	R\$ 336,01	0,5%	
Armação Ø10	kg	R\$ 8,35	55,26	R\$ 461,39	0,7%	
Armação Ø12,5	kg	R\$ 6,95	8,47	R\$ 58,88	0,1%	
Armação Ø16	kg	R\$ 6,41	21,29	R\$ 136,46	0,2%	
Armação Ø20	kg	R\$ 6,94	11,88	R\$ 82,46	0,1%	
Armação Ø25	kg	R\$ 6,65	24,85	R\$ 165,26	0,3%	
Armação Ø32	kg	R\$ 6,30	37,94	R\$ 239,03	0,4%	
Armação Ø40	kg	R\$ 6,30	0,00	R\$ -	0,0%	
Total Armação	kg		200,92	R\$ 1.545,66	2,5%	
Concretagem	m ³	R\$ 418,69	106,88	R\$ 44.751,30	71,4%	
Escavação	m ³	R\$ 69,45	172,69	R\$ 11.993,29	19,1%	
Reaterro	m ³	R\$ 14,52	60,20	R\$ 874,09	1,4%	
TOTAL				R\$ 62.662,61		

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 3 – Estimativa de Orçamento – Sapata Flexíveis

QUADRO 3 - ORÇAMENTO - SAPATAS FLEXÍVEIS						
Item	Unidade	Valor Unit.	Quantidade	Valor total	% sobre o custo total	
Lastro de Concreto	m ²	R\$ 22,06	158,58	R\$ 3.498,27	10,2%	
Formas	m ²	R\$ 216,31	0,00	R\$ -		
Armação Ø6,3	kg	R\$ 10,69	1,77	R\$ 18,88	0,1%	
Armação Ø8	kg	R\$ 9,59	22,08	R\$ 211,71	0,6%	
Armação Ø10	kg	R\$ 8,35	28,41	R\$ 237,23	0,7%	
Armação Ø12,5	kg	R\$ 6,95	77,08	R\$ 535,67	1,6%	
Armação Ø16	kg	R\$ 6,41	35,65	R\$ 228,52	0,7%	
Armação Ø20	kg	R\$ 6,94	29,65	R\$ 205,75	0,6%	
Armação Ø25	kg	R\$ 6,65	0,00	R\$ -	0,0%	
Armação Ø32	kg	R\$ 6,30	87,69	R\$ 552,43	1,6%	
Armação Ø40	kg	R\$ 6,30	0,00	R\$ -	0,0%	
Total de armação	kg		282,32	R\$ 1.990,21	5,8%	
Concretagem	m ³	R\$ 418,69	37,75	R\$ 15.805,81	46,1%	
Escavação	m ³	R\$ 69,45	162,15	R\$ 11.261,24	32,8%	
Reaterro	m ³	R\$ 14,52	120,83	R\$ 1.754,44	5,1%	
TOTAL				R\$ 34.309,97		

Fonte: elaborado pelo autor.

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para analisar-se os resultados obtidos será primeiramente abordado os sistemas de forma isolada, com o objetivo de compreender o impacto gerado por cada uma das composições de custo no montante total orçado para cada tipo de fundação.

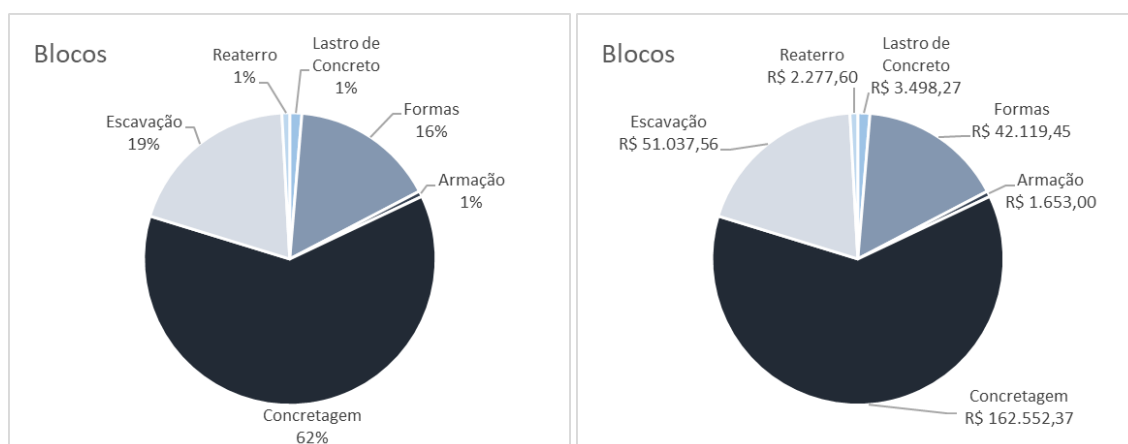
Em um segundo momento será analisado de forma conjunta os três orçamentos obtidos, com o intuito de comparar os resultados totais e percentuais de cada uma das composições de custos dos orçamentos, e com isso pontuar os motivos mais significativos, relacionados as características inerentes de cada sistema, que tragam elucidação a respeito das diferenças e semelhanças observadas.

Por fim, é feita a análise da relação entre as variações de custos de cada uma das composições e a variação dos custos totais de cada um dos sistemas construtivos. Essa última análise objetiva compreender qual das composições melhor se correlaciona com a variação dos custos totais dos sistemas de fundação.

7.1. PRIMEIRA ANÁLISE

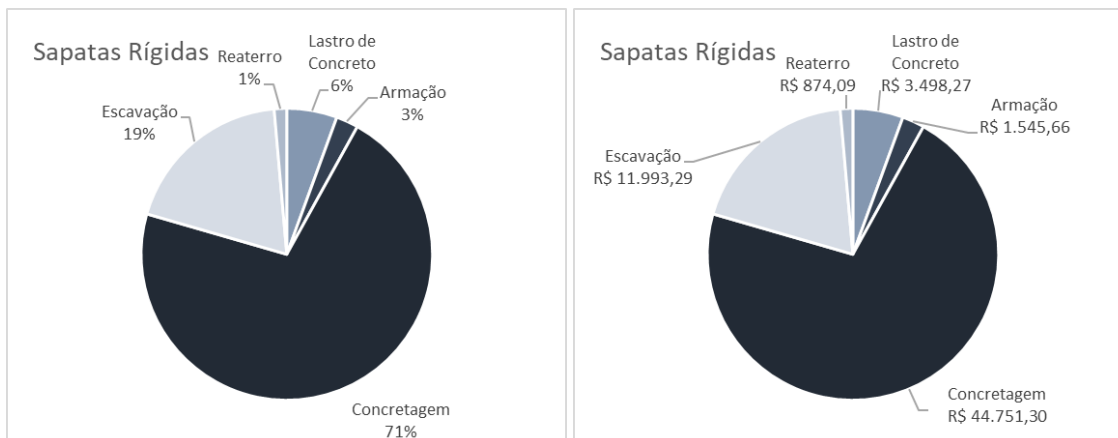
Tratando-se de forma isolada cada um dos sistemas de fundação, pode-se observar a seguinte relação percentual entre as composições de custos, expressa na forma de gráfico:

Figura 27 e 28 – Gráficos da composição orçamentária dos Blocos em termos percentuais e totais, respectivamente



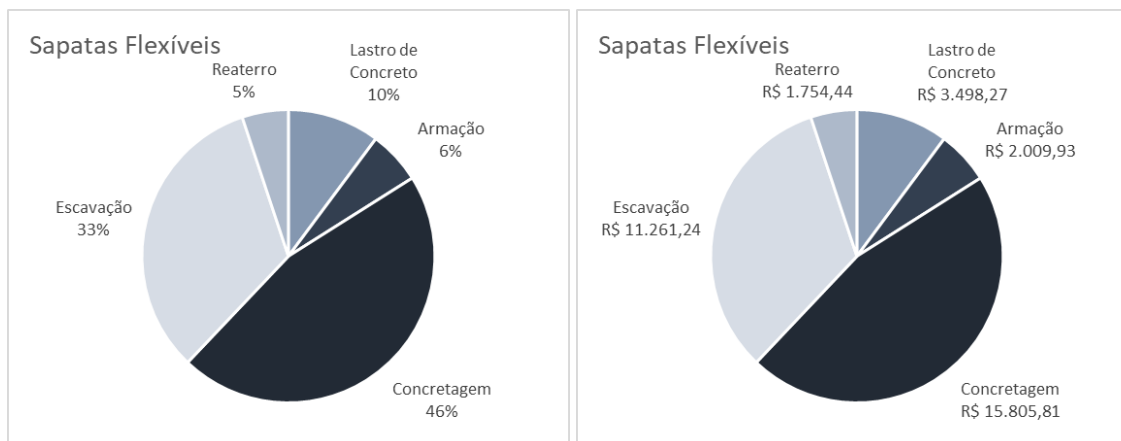
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 29 e 30 – Gráficos da composição orçamentária das Sapatas Rígidas em termos percentuais e totais, respectivamente



Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 31 e 32 – Gráficos da composição orçamentária das Sapatas Flexíveis em termos percentuais e totais, respectivamente



Fonte: elaborados pelo autor.

Observando os gráficos representados nas figuras 27 a 32, pode-se verificar diferenças significativas entre os percentuais de custos envolvendo cada um dos tipos de fundação. Tais resultados estão relacionados as particularidades próprias de cada sistema de dimensionamento e foram analisadas, mais detalhadamente, em cada um dos itens de composição de custos, conforme descrito na seção seguinte.

7.2. SEGUNDA ANÁLISE

A) Lastro de concreto:

Os valores totais obtidos para a execução do lastro de concreto foram exatamente os mesmos para os três tipos de fundação. Tal resultado se deve ao fato de que o volume do lastro depende apenas da variável “área da base” de cada fundação, pois já possui sua altura fixada em 5cm. Como todos os sistemas de fundação foram dimensionados estruturalmente a partir de um único dimensionamento geotécnico, para cada um dos elementos de fundação obteve-se uma mesma área da base para os três tipos de sistemas utilizados. A variação percentual, portanto, para este item, está unicamente relacionada aos diferentes valores totais estimados para cada um dos sistemas de fundação.

B) Formas:

Como optou-se para todos os elementos de sapatas flexíveis e rígidas e para a grande maioria dos blocos utilizar-se as paredes da cava como formas, apenas no sistema de fundação dos blocos foi verificado a utilização de formas de madeira. Tal utilização teve por objetivo reduzir o volume de concreto utilizado, escolha esta que resultou em uma economia de aproximadamente 80 mil reais. A utilização de formas de madeira possibilita a execução do bloco com uma geometria escalonada verticalmente. Tal configuração foi empregada no bloco que suporta os pilares P5, P8 e P9.

C) Armação:

As sapatas flexíveis apresentam os maiores valores totais e percentuais referentes a execução das armações. Isso ocorre pelo fato de que os momentos, gerados pela carga proveniente dos pilares, nas sapatas flexíveis exigem maiores taxas de armadura para serem resistidos em comparação aos esforços de tração absorvido pelas armaduras das sapatas rígidas. Apesar deste valor ter sido verificado maior nas sapatas flexíveis, pelo motivo anteriormente citado, cabe ressaltar que houveram valores não muito inferiores de armação para os blocos e sapatas rígidas. Na tabela 3 analisou-se mais detalhadamente o custo com armação, dividindo-o em três grupos principais que sintetizam as partes construtivas em aço das estruturas de fundação.

Tabela 3 – Detalhamento dos custos de armação

Sistema de Fundação	Custos com armação			TOTAL
	Armadura de Flexão ou Tração	Armadura da Viga de Rigidez	Armadura de Ancoragem	
Blocos	R\$ 0,00 0%	R\$ 1409,25 85%	R\$ 243,75 15%	R\$ 1653,00 100%
Sapatas Rígidas	R\$ 464,55 28%	R\$ 954,97 57%	R\$ 243,75 15%	R\$ 1545,66 100%
Sapatas Flexíveis	R\$ 746,65 37%	R\$ 1019,53 51%	R\$ 243,75 12%	R\$ 2009,93 100%

Fonte: elaborado pelo autor

Analisando os valores discriminados na tabela 3, percebe-se que os custos envolvendo a armação das vigas de rigidez correspondem ao maior percentual do valor total nos três sistemas de fundações e acabam por minimizar as diferenças de custos vinculados as armaduras de flexão e tração.

D) Concretagem:

Verificou-se que o maior custo total referente a concretagem está associado aos blocos, entretanto, em termos percentuais, as sapatas rígidas ficaram com a maior fatia entre os três sistemas no que diz respeito a este item. Isso se deu principalmente pelo fato de que na composição dos custos dos blocos parte do orçamento referente ao consumo de concreto foi diminuído em virtude da utilização de um item que não esteve presente nos outros dois sistemas construtivos, e que também representa uma significativa parcela dos custos totais: as fôrmas. Apesar das diferenças construtivas, a concretagem representou a mais significativa parcela dos custos nos três tipos de fundação.

E) Escavação:

A escavação representou, em todos os sistemas, o segundo item mais relevante na composição dos custos, ficando atrás apenas da concretagem. Cabe ressaltar que os custos totais de escavação obtidos para sapatas rígidas e sapatas flexíveis apresentaram uma diferença muito pequena devido a cota mínima de assentamento das estruturas, fixado em 1,00m de profundidade, que em na maioria dos casos permaneceu superior à altura definida para os elementos, e desta forma mantendo seus volumes de escavação iguais.

F) Reaterro:

Os blocos apresentaram o maior custo de aterro por um único motivo: a utilização da forma escalonada para o bloco vinculado aos pilares P5, P8 e P9. Essa decisão de projeto, como já descrito na análise da composição de custo das formas, visou a diminuição dos custos de concretagem. Se não fosse por este bloco em particular, o custo relacionado a execução de reaterros mostraria mais claramente que está diretamente relacionado a taxa de ocupação das estruturas de fundação nas cavas escavadas. Assim como nos custos de escavação, a cota mínima de assentamento das fundações exerceu uma importante influência nos resultados, não permitindo que as sapatas flexíveis, que na grande maioria apresentaram alturas próximas da metade da cota mínima de assentamento, ocupassem de forma tão plena as cavas escavadas quanto as sapatas rígidas e os blocos, que por sua vez, possuem alturas maiores ou muito mais próximas do 1,00m.

7.3. TERCEIRA ANÁLISE

Feitas as análises referentes as diferenças e semelhanças, observadas nos resultados dos custos de cada um dos tipos de fundação, bem como as suas causas e particularidades, agora buscaremos identificar qual das composições de custos melhor acompanha as variações observadas entre os orçamentos estimados para os três tipos de fundações. Para isso será comparado os as diferenças percentuais referentes a cada uma das composições com as diferenças percentuais de valor total entre os orçamentos de cada sistema.

Os cálculos feitos para esse comparativo estão descritos no quadro de número 28.

Pelos resultados observados nessa análise ficou evidente que o custo de concretagem foi o que melhor acompanhou as variações de custos totais entre os sistemas de fundações, sendo, por esta razão, a composição que melhor caracteriza as diferenças existentes entre os custos de execução dos três tipos de fundações abordados.

Quadro 4 – Análise da correlação das variações de custo

Quadro 4 - Análise da correlação das variações de custo									
Custos por itens em cada sistema			Resultado 1 (%)	Custos totais dos sistemas			Resultado 2 (%)	Res. 1 - Res. 2 (%)	Média das diferenças
Tipo de Fundação	Custo do Lastro		% sobre o TOTAL	Tipo de Fundação	Custo Total		% sobre o TOTAL		LASTRO
Sapatas Flexíveis	R\$	3.498,27	33,3%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.329,69	9,5%	23,8%	
Sapatas Rígidas	R\$	3.498,27	33,3%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	15,9%	26%
Blocos	R\$	3.498,27	33,3%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	39,7%	
TOTAL	R\$	10.494,82		TOTAL	R\$	360.130,54			
Tipo de Fundação	Custo Formas			Tipo de Fundação	Custo Total				FORMAS
Sapatas Flexíveis	R\$	-	0,0%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.329,69	9,5%	9,5%	
Sapatas Rígidas	R\$	-	0,0%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	17,4%	18%
Blocos	R\$	42.119,45	100,0%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	26,9%	
TOTAL	R\$	42.119,45		TOTAL	R\$	360.130,54			
Tipo de Fundação	Custo Armação			Tipo de Fundação	Custo Total				ARMAÇÃO
Sapatas Flexíveis	R\$	2.009,93	38,6%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.329,69	9,5%	29,1%	
Sapatas Rígidas	R\$	1.545,66	29,7%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	12,3%	28%
Blocos	R\$	1.653,00	31,7%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	41,3%	
TOTAL	R\$	5.208,59		TOTAL	R\$	360.130,54			
Tipo de Fundação	Custo Concretagem			Tipo de Fundação	Custo Total				CONCRETAGEM
Sapatas Flexíveis	R\$	15.805,81	7,1%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.329,69	9,5%	2,4%	
Sapatas Rígidas	R\$	44.751,30	20,1%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	2,7%	2%
Blocos	R\$	162.552,37	72,9%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	0,2%	
TOTAL	R\$	223.109,47		TOTAL	R\$	360.130,54			
Tipo de Fundação	Custo Escavação			Tipo de Fundação	Custo Total				ESCAVAÇÃO
Sapatas Flexíveis	R\$	11.261,24	15,2%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.309,97	9,5%	5,6%	
Sapatas Rígidas	R\$	11.993,29	16,1%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	1,3%	4%
Blocos	R\$	51.037,56	68,7%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	4,4%	
TOTAL	R\$	74.292,09		TOTAL	R\$	360.110,82			
Tipo de Fundação	Custo Reaterro			Tipo de Fundação	Custo Total				REATERRO
Sapatas Flexíveis	R\$	1.754,44	35,8%	Sapatas Flexíveis	R\$	34.329,69	9,5%	26,2%	
Sapatas Rígidas	R\$	874,09	17,8%	Sapatas Rígidas	R\$	62.662,61	17,4%	0,4%	18%
Blocos	R\$	2.277,60	46,4%	Blocos	R\$	263.138,24	73,1%	26,6%	
TOTAL	R\$	4.906,12		TOTAL	R\$	360.130,54			

Fonte: elaborado pelo autor.

8 CONCLUSÃO

A partir dos cálculos desenvolvidos e resultados obtidos nesta análise de custos para as três soluções de fundações superficiais propostas, concluiu-se que os custos envolvidos na execução das fundações estão especialmente ligados ao consumo de concreto nas estruturas e em segundo lugar ao volume escavado para assentamento das fundações.

Verificou-se também que para o carregamento aplicado, sob as características de solo consideradas, o sistema mais econômico de fundação mostrou ser o de sapata flexível, no qual os elementos agem sob esforços de flexão, demandando, por esta razão, maiores quantidades de aço, mas que por outro lado se mostrou muito vantajoso por reduzir expressivamente o consumo de concreto frente as outras duas soluções de fundações analisadas.

Concluiu-se também que os blocos simulados na forma hipotética associada, obtiveram profundidades exorbitantes e que, ainda que se viabilizassem tecnicamente, não seriam uma opção vantajosa economicamente devido ao alto consumo de concreto e necessidade de escavação.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 3ª Edição. São Paulo: Blucher, 2019. ISBN 978-85-212-1384-0.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. **NBR 6489**: Prova de Carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 2019.
- AZEVEDO JUNIOR, Edmilson Siqueira. **Projeto Estrutural de um Edifício Residencial Multifamiliar em Concreto Armado**. 130 f. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- CAMPOS, João Carlos. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2015. ISBN 978-85-7975-169-1
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson, ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas - projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN 978-85-7975-035-9.
- CONSOLI, N. C.; MOREIRA, E. B.; FESTUGATO, L.; LOPES JR, L. S.; CARRETTA, M. S.; CEOLIN, A. O. **Spread Footing on Green Stabilized Sand Layers over Weakly Bonded Residual Soil**. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002392.
- EDLER, P.; THOMÉ A.; SILVANI, C.; FREITAS, L. L. Comportamento de estacas escavadas compostas de solocimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 12, n. 3, p. 147-157, jul./set. 2012.
- SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar, **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficinas de Textos, 2012. ISBN 978-85-7975-059-5.
- SINAPI – Sistema Nacional de Preços e Índices Índices da Construção Civil. **Disponível** em: <http://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx>. Acesso em 16 de maio de 2020.
- SOUZA JUNIOR, T. F.; DE JESUS, F. F. S.; RUVEN, C. A.; HEINECK, K. S.

Aplicação do método de classificação MCT ao solo coesivo friccional do município de Passo Fundo – RS. X Seminário de Engenharia geotécnica do Rio Grande do Sul. ABMS: Santa Maria/RS, p. 1-10, 2019;

TERZAGHI, K., PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 2^a. Ed. New York: John Wiley, 1967.729p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar. **Fundações - Volume Completo.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN 9788579750137.

APÊNDICE A - MEMÓRIA DE CÁLCULO

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos no processo de dimensionamento dos elementos de fundação. Os mesmos estão organizados por quadros e fazem referência aos itens anteriores desta análise, presentes na seção “Dimensionamento”.

Quadro 5 – Cálculo dos estados-limites últimos pelos métodos semi-empíricos.

Quadro 05: Cálculo dos estados-limites últimos pelos métodos semi-empíricos								
Fundação associada ao(s) pilar(es)	Geometria adotada			Tensões admissíveis - métodos Semi-Empíricos [kPa]				
	B [m]	L [m]	A [m ²]	Método de Skempton	Método de Teixeira	Método de Mello	Método de Ruver	Média
P1	2,35	2,15	5,05	166,00	217,21	188,10	79,18	162,62
P2 e P3	1,84	2,34	4,31	166,00	210,73	188,10	79,18	161,00
P4	2,10	2,00	4,20	166,00	209,77	188,10	79,18	160,76
P5, P8 e P9	8,30	4,30	35,69	206,00	430,73	220,94	98,26	238,98
P6	2,85	2,55	7,27	188,00	258,38	206,59	89,68	185,66
P7	3,40	3,80	12,92	192,00	301,75	209,84	91,58	198,79
P10	2,30	2,10	4,83	166,00	215,33	188,10	79,18	162,15
P11 e P12	1,84	2,34	4,31	166,00	210,73	188,10	79,18	161,00
P13	2,10	2,00	4,20	166,00	209,77	188,10	79,18	160,76
P14	2,10	2,00	4,20	166,00	209,77	188,10	79,18	160,76
P15 e P16	1,84	2,34	4,31	166,00	210,73	188,10	79,18	161,00
P17	2,30	2,10	4,83	166,00	215,33	188,10	79,18	162,15
P18, P19 e P22	8,30	3,60	29,88	198,00	393,25	214,64	94,45	225,09
P20	3,10	3,50	10,85	196,00	293,70	213,05	93,49	199,06
P21	3,05	2,75	8,39	188,00	266,87	206,59	89,68	187,79
P23	2,05	1,95	4,00	166,00	207,90	188,10	79,18	160,30
P24 e P25	1,84	2,34	4,31	166,00	210,73	188,10	79,18	161,00
P26	2,35	2,15	5,05	166,00	217,21	188,10	79,18	162,62

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 6 – Tensão admissível – Prova de Carga (placa de 90cm)

Quadro 6 - Tensão admissível - Prova de Carga (placa de 90cm)	
Crítérios	Tensão [kPa]
Limitação do recalque total absoluto em 25mm	129,50
Limitação do recalque total relativo d/30	123,50
Limitação do recalque total absoluto em 10mm	196,00
Média	149,67

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 7 – Cálculo dos estados últimos pela prova de carga

Quadro 7: Cálculo dos estados-limites últimos pela prova de carga			
Fundação associada ao(s) pilar(es)	A [m²]	Øeq [m]	Tensão adm. Normalizada [kPa]
P1	5,05	2,54	53,11
P2 e P3	4,31	2,34	57,53
P4	4,20	2,31	58,25
P5, P8 e P9	35,69	6,74	19,98
P6	7,27	3,04	44,28
P7	12,92	4,06	33,21
P10	4,83	2,48	54,32
P11 e P12	4,31	2,34	57,53
P13	4,20	2,31	58,25
P14	4,20	2,31	58,25
P15 e P16	4,31	2,34	57,53
P17	4,83	2,48	54,32
P18, P19 e P22	29,88	6,17	21,84
P20	10,85	3,72	36,24
P21	8,39	3,27	41,22
P23	4,00	2,26	59,71
P24 e P25	4,31	2,34	57,53
P26	5,05	2,54	53,11

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 8 – Cálculo dos estados-limites últimos pelo método teórico – Teoria Generalizada de Therzaghi e Brinch Hansen

Quadro 8: Cálculo dos estados-limites últimos pelo método teórico - Teoria Generalizada de Therzaghi e Brinch Hansen																								
Fundação associada ao(s) pilar(es)	Fatores de Forma			Fatores de			fatores de profundidade			fatores de			fatores de			Nc	Nq	Ny	B [m]	L [m]	D [m]	c [kPa]	γ [kN/m³]	Tensão adm. [kPa]
	sc	sq	sy	ic	iq	iy	dc	dq	dy	bc	bq	by	gc	gq	gy									
P1	1,416	1,359	0,634	1	1	1	1,170	1,147	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,15	2,35	1	9	15,6	244,47
P2 e P3	1,357	1,309	0,685	1	1	1	1,199	1,172	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	1,84	2,34	1	9	15,6	239,98
P4	1,433	1,374	0,619	1	1	1	1,183	1,158	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2	2,1	1	9	15,6	245,42
P5, P8 e P9	1,235	1,203	0,793	1	1	1	1,116	1,101	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	4,3	8,3	1,37	9	15,6	290,62
P6	1,406	1,351	0,642	1	1	1	1,143	1,124	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,55	2,85	1	9	15,6	246,71
P7	1,406	1,351	0,642	1	1	1	1,115	1,100	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	3,4	3,8	1	9	15,6	262,62
P10	1,415	1,359	0,635	1	1	1	1,174	1,151	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,1	2,3	1	9	15,6	246,00
P11 e P12	1,357	1,309	0,685	1	1	1	1,199	1,172	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	1,84	2,34	1	9	15,6	239,98
P13	1,433	1,374	0,619	1	1	1	1,183	1,158	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2	2,1	1	9	15,6	245,60
P14	1,433	1,374	0,619	1	1	1	1,183	1,158	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2	2,1	1	9	15,6	246,16
P15 e P16	1,357	1,309	0,685	1	1	1	1,199	1,172	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	1,84	2,34	1	9	15,6	239,98
P17	1,415	1,359	0,635	1	1	1	1,174	1,151	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,1	2,3	1	9	15,6	244,16
P18, P19 e P22	1,197	1,170	0,827	1	1	1	1,102	1,088	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	3,6	8,3	1	9	15,6	245,66
P20	1,402	1,348	0,646	1	1	1	1,118	1,102	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	3,1	3,5	1	9	15,6	251,89
P21	1,409	1,354	0,639	1	1	1	1,133	1,115	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,75	3,05	1	9	15,6	248,41
P23	1,432	1,374	0,620	1	1	1	1,188	1,162	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	1,95	2,05	1	9	15,6	247,24
P24 e P25	1,357	1,309	0,685	1	1	1	1,199	1,172	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	1,84	2,34	1	9	15,6	239,98
P26	1,416	1,359	0,634	1	1	1	1,170	1,147	1	1	1	1	1	1	1	16,274	7,391	6,591	2,15	2,35	1	9	15,6	244,47

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 9 – Comparativo entre as tensões admissíveis obtidas pelos três métodos

Quadro 9: Comparativo entre a tensão aplicada e as tensões admissíveis obtidas pelos três métodos				
Fundação associada ao(s) pilar(es)	Tensão aplicada [kPa]	Método da Prova de Carga [kPa]	Método Teórico [kPa]	Métodos Semi-empíricos [kPa]
P1	136,71	53,11	244,47	162,62
P2 e P3	129,21	57,53	239,98	161,00
P4	133,90	58,25	245,42	160,76
P5, P8 e P9	69,30	19,98	290,62	238,98
P6	160,52	44,28	246,71	185,66
P7	107,18	33,21	262,62	198,79
P10	103,26	54,32	246,00	162,15
P11 e P12	129,21	57,53	239,98	161,00
P13	138,20	58,25	245,60	160,76
P14	134,63	58,25	246,16	160,76
P15 e P16	129,21	57,53	239,98	161,00
P17	138,79	54,32	244,16	162,15
P18, P19 e P22	74,37	21,84	245,66	225,09
P20	128,08	36,24	251,89	199,06
P21	136,90	41,22	248,41	187,79
P23	95,45	59,71	247,24	160,30
P24 e P25	129,21	57,53	239,98	161,00
P26	136,71	53,11	244,47	162,62

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 10 – Cálculo dos estados limites de serviço – definição dos recalques.

Quadro 10: Cálculo dos estados limites de serviço - definição dos recalques																		
Fundação associada ao(s) pilar(es)	Valor das variáveis utilizadas nos métodos de cálculo de recalque												Valores de recalque (mm)					
	Ø eq [m]	v	Nspt	tensão aplicada [kN/m ²]	Ip	Es	Es (Ruver)	Alfa	K	B [m]	L [m]	D [m]	S	Teoria da Elasticidade	Teoria da Elasticidade (Ruver)	Solos Residuais (Ruver)	Schultze & Scherif	Média
P1	2,54	0,40	8,30	136,71	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,15	2,35	1,00	5,20	16,54	18,34	14,92	9,51	14,83
P2 e P3	2,34	0,40	8,30	129,21	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	1,84	2,34	1,00	5,10	14,43	16	13,02	8,59	13,01
P4	2,31	0,40	8,30	133,90	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,00	2,10	1,00	5,10	14,77	16,38	13,32	9,03	13,38
P5, P8 e P9	6,74	0,40	10,30	69,30	0,99	21,63	19,51	7,00	0,30	8,30	4,30	1,37	7,00	17,96	19,91	16,45	5,98	15,08
P6	3,04	0,40	9,40	160,52	0,99	19,74	17,81	7,00	0,30	2,55	2,85	1,00	6,20	20,57	22,8	18,71	12,25	18,58
P7	4,06	0,40	9,60	107,18	0,99	20,16	18,19	7,00	0,30	3,40	3,80	1,07	6,50	17,93	19,88	16,34	8,65	15,70
P10	2,48	0,40	8,30	103,26	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,10	2,30	1,00	5,20	12,22	13,54	11,02	7,16	10,99
P11 e P12	2,34	0,40	8,30	129,21	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	1,84	2,34	1,00	5,10	14,43	16	13,02	8,59	13,01
P13	2,31	0,40	8,30	138,20	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,00	2,10	1,00	5,20	15,25	16,9	13,75	9,5	13,85
P14	2,31	0,40	8,30	134,63	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,00	2,10	1,00	5,20	14,85	16,46	13,4	9,25	13,49
P15 e P16	2,34	0,40	8,30	129,21	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	1,84	2,34	1,00	5,10	14,43	16	13,02	8,59	13,01
P17	2,48	0,40	8,30	138,79	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,10	2,30	1,00	5,20	16,42	18,2	14,81	9,62	14,76
P18, P19 e P22	6,17	0,40	9,90	74,37	0,99	20,79	18,76	7,00	0,30	8,30	3,60	1,00	5,20	18,35	20,34	16,75	5,02	15,12
P20	3,72	0,40	9,80	128,08	0,99	20,58	18,57	7,00	0,30	3,10	3,50	1,00	5,20	19,24	21,32	17,55	8,1	16,55
P21	3,27	0,40	9,40	136,90	0,99	19,74	17,81	7,00	0,30	2,75	3,05	1,00	5,20	18,85	20,89	17,15	8,85	16,44
P23	2,26	0,40	8,30	95,45	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	1,95	2,05	1,00	5,20	10,27	11,39	9,27	6,53	9,37
P24 e P25	2,34	0,40	8,30	129,21	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	1,84	2,34	1,00	5,10	14,43	16	13,02	8,76	13,05
P26	2,54	0,40	8,30	136,71	0,99	17,43	15,72	7,00	0,30	2,15	2,35	1,00	5,20	16,54	18,34	14,92	9,51	14,83

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 11 – Distorções angulares – valores decimais.

Quadro 11: Distorções angulares - valores decimais																		
	P1	P2 e P3	P4	P5, P8 e P9	P6	P7	P10	P11 e P12	P13	P14	P15 e P16	P17	P18, P19 e P22	P20	P21	P23	P24 e P25	P26
P1	-	1/334	1/709	1/824	1/437	1/542	1/873	1/941	1/1126	1/1016	1/1384	1/1718	1/1101	1/1446	1/1772	1/1336	1/1639	1/1926
P2 e P3	1/381	-	1/427	1/648	1/633	1/505	1/1072	1/1010	1/1093	1/778	1/1197	1/1577	1/919	1/1293	1/2020	1/1150	1/1565	1/1868
P4	1/786	1/415	-	1/471	1/924	1/650	1/1249	1/1063	1/975	1/341	1/749	1/1119	1/584	1/889	1/1220	1/1030	1/1232	1/1481
P5, P8 e P9	1/811	1/559	1/418	-	1/697	1/382	1/826	1/582	1/448	1/516	1/786	1/1076	1/303	1/659	1/993	1/537	1/803	1/1087
P6	1/348	1/443	1/665	1/566	-	1/256	1/348	1/443	1/665	1/883	1/1159	1/1414	1/811	1/1100	1/1371	1/879	1/1160	1/1414
P7	1/512	1/419	1/554	1/367	1/303	-	1/512	1/419	1/554	1/777	1/1088	1/1382	1/657	1/999	1/1319	1/772	1/1088	1/1382
P10	1/1178	1/1270	1/1520	1/1134	1/589	1/731	-	1/451	1/956	1/1811	1/2213	1/2600	1/1499	1/1951	1/2392	1/1363	1/1868	1/2319
P11 e P12	1/1072	1/1010	1/1093	1/675	1/633	1/505	1/381	-	1/427	1/1271	1/1565	1/1868	1/935	1/1293	1/1656	1/770	1/1577	1/1958
P13	1/1206	1/1026	1/941	1/487	1/893	1/628	1/759	1/401	-	1/997	1/1190	1/1431	1/586	1/858	1/1179	1/323	1/724	1/1081
P14	1/1117	1/750	1/338	1/576	1/1217	1/904	1/1474	1/1226	1/1024	-	1/412	1/771	1/470	1/626	1/910	1/966	1/1051	1/1233
P15 e P16	1/1577	1/1197	1/770	1/911	1/1656	1/1312	1/1868	1/1565	1/1266	1/427	-	1/381	1/645	1/505	1/633	1/1093	1/1009	1/1072
P17	1/1725	1/1390	1/1014	1/1098	1/1780	1/1470	1/1935	1/1646	1/1342	1/705	1/336	-	1/823	1/555	1/438	1/1131	1/944	1/876
P18, P19 e P22	1/1080	1/791	1/517	1/302	1/997	1/682	1/1090	1/805	1/537	1/419	1/556	1/804	-	1/356	1/689	1/444	1/574	1/817
P20	1/1295	1/1016	1/718	1/601	1/1235	1/947	1/1295	1/1016	1/718	1/511	1/397	1/495	1/325	-	1/304	1/514	1/397	1/495
P21	1/1599	1/1599	1/993	1/911	1/1550	1/1260	1/1599	1/1311	1/993	1/747	1/501	1/394	1/633	1/307	-	1/752	1/500	1/394
P23	1/2115	1/1598	1/1471	1/863	1/1743	1/1293	1/1598	1/1069	1/477	1/1392	1/1518	1/1783	1/716	1/909	1/1320	-	1/594	1/1122
P24 e P25	1/1862	1/1560	1/1262	1/927	1/1651	1/1308	1/1572	1/1572	1/768	1/1086	1/1006	1/1068	1/665	1/503	1/630	1/426	-	1/379
P26	1/1926	1/1639	1/1336	1/1106	1/1772	1/1463	1/1718	1/1718	1/1009	1/1122	1/940	1/872	1/833	1/553	1/436	1/709	1/334	-

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 12 – Geometria final adotada para a base das fundações

Quadro 12: Geometria final adotada para a base das fundações																		
Dimensões	Fundação associada																	
	P1	P2 e P3	P4	P5, P8 e P9	P6	P7	P10	P11 e P12	P13	P14	P15 e P16	P17	P18, P19 e P22	P20	P21	P23	P24 e P25	P26
B [m]	2,35	1,84	2,10	8,30	2,85	3,40	2,30	1,84	2,10	2,10	1,84	2,30	8,30	3,10	3,05	2,05	1,84	2,35
L [m]	2,15	2,34	2,00	4,30	2,55	3,80	2,10	2,34	2,00	2,00	2,34	2,10	3,60	3,50	2,75	1,95	2,34	2,15
A [m²]	5,05	4,31	4,20	35,69	7,27	12,92	4,83	4,31	4,20	4,20	4,31	4,83	29,88	10,85	8,39	4,00	4,31	5,05

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 13 – Dimensionamento Estrutural dos Blocos Isolados e Corridos.

Quadro 13: Dimensionamento Estrutural dos Blocos Isolados e Corridos							
Fundação associada ao(s) pilar(es)	Valores da tensão de tração [MN/m ²]			β	h	h0	h1
	$\bar{\sigma}_t$	$\sigma_{tm\acute{a}x}$	σ_{td}	(graus)	[m]	[m]	[m]
P1	1,146	0,269	0,423	60	1,69	1,15	0,54
P2 e P3	1,146	0,256	0,358	76	1,6	1,07	0,53
P4	1,146	0,260	0,364	60	1,56	1,06	0,5
P5, P8 e P9	1,146	0,094	0,132	78	9,65	8,47	1,18
P6	1,146	0,223	0,312	67	2,77	2,11	0,66
P7	1,146	0,177	0,248	69	4,17	3,27	0,9
P10	1,146	0,216	0,303	60	1,65	1,12	0,53
P11 e P12	1,146	0,256	0,358	76	1,6	1,07	0,53
P13	1,146	0,266	0,373	60	1,56	1,06	0,5
P14	1,146	0,261	0,365	60	1,56	1,06	0,5
P15 e P16	1,146	0,256	0,358	76	1,6	1,07	0,53
P17	1,146	0,271	0,379	60	1,65	1,12	0,53
P18, P19 e P22	1,146	0,103	0,144	76	5,48	4,7	0,78
P20	1,146	0,187	0,262	69	3,78	2,96	0,82
P21	1,146	0,205	0,287	67	3,01	2,29	0,72
P23	1,146	0,200	0,280	60	1,52	1,03	0,49
P24 e P25	1,146	0,256	0,358	76	1,6	1,07	0,53
P26	1,146	0,269	0,376	60	1,69	1,15	0,54

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 14 – Cálculo dos comprimentos de ancoragem necessários

Quadro 14: Cálculo do comprimento de ancoragem necessário										
Pilar	α_1	n1	n2	n3	f_{bd}	A_{scalc}/A_{sef}	ϕ [mm]	$l_{b,min}$ [cm]	l_b [cm]	$l_{b,nec}$ [cm]
P1	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P2	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P3	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P4	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P5	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P6	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P7	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	20	20,0	60,23	60,23
P8	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	20	20,0	60,23	60,23
P9	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P10	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P11	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P12	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P13	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P14	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	16,00
P15	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P16	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P17	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P18	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P19	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	20	20,0	60,23	60,23
P20	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	20	20,0	60,23	60,23
P21	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P22	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P23	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18
P24	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P25	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	10	10,0	30,11	30,11
P26	1,0	2,25	1,00	1,00	3,611	1,0	16	16,0	48,18	48,18

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 15 – Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Isoladas

Quadro 15: Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Isoladas															
Fundação associada ao pilar	Alturas [m]				Nsd [kN]	Rsd1 [kN]	Rsd2 [kN]	As1		As2		Verificação da resistência à compressão			
	h	h0	h1	d				[cm ² /m]	Det.	[cm ² /m]	Det.	μ [m]	τ_{sd} [MPa]	α_v [Mpa]	τ_{Rd2} [MPa]
P1	0,65	0,41	0,24	0,60	805,00	327,03	327,03	3,34	16Ø8 c/15	3,67	11Ø10 c/20	1,20	1,12	0,86	5,81
P4	0,60	0,38	0,22	0,55	618,80	327,03	327,03	2,91	12Ø8 c/17	3,06	12Ø8 c/16	1,00	1,13	0,86	5,81
P6	0,79	0,50	0,29	0,74	1533,00	608,54	608,54	5,09	19Ø10 c/15	5,71	13Ø12,5 c/20	1,40	1,48	0,86	5,81
P7	1,07	0,67	0,40	1,02	1859,20	729,10	729,10	5,08	23Ø10 c/15	4,53	22Ø10 c/17	1,60	1,14	0,86	5,81
P10	0,64	0,40	0,24	0,59	641,20	258,11	258,11	2,70	13Ø8 c/18	2,97	13Ø8 c/16	1,20	0,91	0,86	5,81
P13	0,60	0,38	0,22	0,55	632,80	258,87	258,87	2,98	13Ø8 c/16	3,13	12Ø8 c/16	1,00	1,15	0,86	5,81
P14	0,60	0,38	0,22	0,55	642,60	262,88	262,88	3,02	13Ø8 c/16	3,18	13Ø8 c/15	1,00	1,17	0,86	5,81
P17	0,64	0,40	0,24	0,59	768,60	349,36	349,36	3,65	12Ø10 c/20	3,81	11Ø10 c/20	1,00	1,40	0,86	5,81
P20	0,97	0,61	0,36	0,92	1859,20	732,57	732,57	5,61	16Ø12,5 c/20	4,95	23Ø10 c/15	1,60	1,26	0,86	5,81
P21	0,85	0,53	0,32	0,80	1478,40	589,05	589,05	4,59	18Ø10 c/17	5,11	18Ø10 c/15	1,40	1,32	0,86	5,81
P23	0,59	0,37	0,22	0,54	453,60	183,75	183,75	2,17	14Ø6,3 c/14	2,28	14Ø6,3 c/14	1,00	0,84	0,86	5,81
P26	0,65	0,41	0,24	0,60	805,00	327,03	327,03	3,34	16Ø8 c/15	3,67	11Ø10 c/20	1,20	1,12	0,86	5,81

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 16 – Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Associadas

Quadro 16: Dimensionamento Estrutural das Sapatas Rígidas Corridas														
Fundação associada aos pilares	Alturas [m]				Fsd [kN]	Rsd [kN]	As1		As,distr		Verificação da resistência à compressão			
	h	h0	h1	d			[cm ² /m]	Det.	[cm ² /m]	Det.	μ [m]	τ_{sd} [MPa]	α_v [Mpa]	τ_{Rd2} [MPa]
P2 e P3	0,52	0,34	0,18	0,47	286,58	113,57	3,65	12Ø10 c/20	0,73	6Ø6,3 c/33	1,0	0,597	0,86	5,805
P5, P8 e P9	1,37	0,87	0,5	1,32	396,89	152,22	4,90	52Ø10 c/16	0,98	14Ø6,3 c/31	1,1	1,146	0,86	5,805
P11 e P12	0,52	0,34	0,18	0,47	286,58	113,57	3,65	12Ø10 c/20	0,73	6Ø6,3 c/33	1,0	0,597	0,86	5,805
P15 e P16	0,52	0,34	0,18	0,47	286,58	113,57	3,65	12Ø10 c/20	0,73	6Ø6,3 c/33	1,0	0,597	0,86	5,805
P18, P19 e P22	0,88	0,56	0,32	0,83	367,37	142,74	4,59	49Ø10 c/17	0,92	11Ø6,3 c/33	1,9	1,837	0,86	5,805
P24 e P25	0,52	0,34	0,18	0,47	286,58	113,57	3,65	12Ø10 c/20	0,73	6Ø6,3 c/33	1,0	0,597	0,86	5,805

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 17 – Dimensionamento estrutural de sapatas Flexíveis – Parte 1/3

Quadro 17: Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas - Parte 1/3																	
Fundação associada ao pilar	Nsd [kN]	Esf. Sol. na S. 1		Esf. Sol. na S. 2				Esf. Sol. na S. 3		d23 (B) [cm]	d23 (L) [cm]	d34 (B) [cm]	d34 (L) [cm]	d2 [cm]	h [cm]	d1,B [cm]	d1,L [cm]
		M1, d (B) [kN.m]	M1, d (L) [kN.m]	M2, d (B) [kN.m]	V2, d (B) [kN]	M2, d (L) [kN.m]	V2, d (L) [kN]	V3, d (B) [kN]	V3, d (L) [kN]								
P1	805,0	196,22	196,22	162,82	213,60	177,97	182,53	521,41	592,11	30,26	42,44	21,27	29,83	49,00	54,00	66,67	63,33
P4	618,8	139,23	139,23	119,34	145,86	125,31	145,86	129,80	139,45	29,37	35,61	20,64	25,03	49,00	54,00	54,00	52,33
P6	1533,0	450,32	450,32	371,32	415,15	415,00	340,80	317,80	376,65	41,33	64,81	29,05	45,55	49,00	54,00	57,33	52,33
P7	1859,2	743,68	743,68	699,93	414,43	626,26	506,53	466,81	392,27	84,16	49,37	59,16	34,70	61,00	66,00	64,33	71,00
P10	641,2	152,29	152,29	125,80	170,26	137,78	145,03	130,56	149,28	26,59	37,34	18,69	26,25	49,00	54,00	55,67	52,33
P13	632,8	142,38	142,38	122,04	162,72	128,14	149,16	132,73	142,60	29,70	36,01	20,88	25,31	49,00	54,00	54,00	52,33
P14	642,6	144,59	144,59	123,93	165,24	130,13	151,47	134,79	144,81	29,93	36,29	21,04	25,51	49,00	54,00	54,00	52,33
P17	768,6	182,54	182,54	150,80	204,08	165,16	173,85	156,50	178,94	29,12	40,88	20,47	28,74	49,00	54,00	55,67	52,33
P20	1859,2	673,96	673,96	630,48	409,97	558,42	509,35	462,05	383,57	79,88	46,62	56,15	32,77	61,00	66,00	64,33	71,00
P21	1478,4	471,24	471,24	393,99	398,90	436,97	331,48	312,27	366,73	42,57	66,50	29,92	46,74	49,00	54,00	57,33	52,33
P23	453,6	99,23	99,23	84,70	116,66	89,05	106,73	94,36	101,51	24,74	30,02	17,39	21,10	49,00	54,00	54,00	52,33
P26	805,0	196,22	196,22	162,82	213,60	177,97	182,53	165,16	188,42	30,26	42,44	21,27	29,83	49,00	54,00	55,67	52,33

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 18 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas – Parte 2/3

Quadro 18: Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas - Parte 2/3																				
Fundação associada ao pilar	Kc,1 (B)	Ks,1 (B)	As,1 (B) [cm ²]	Kc,2 (B)	Ks,2 (B)	As,2 (B) [cm ²]	Kc,1 (L)	Ks,1 (L)	As,1 (L) [cm ²]	Kc,2 (L)	Ks,2 (L)	As,2 (L) [cm ²]	As, min (B)	As, min (L)	As (B) [cm ²]	As (L) [cm ²]	As, B1		As, B2	
																	[cm ² /m]	Det.	[cm ² /m]	Det.
P1	1,46	0,0288	32,92	2,37	0,0281	26,43	2,37	0,0259	31,11	2,41	0,0259	29,05	16,78	15,36	32,92	31,11	15,31	11Ø20 c/20	13,24	16Ø16 c/15
P4	5,24	0,0281	7,25	5,03	0,0293	7,15	6,88	0,0264	7,01	6,71	0,0275	7,02	12,46	11,87	12,46	11,87	6,23	11Ø12,5 c/18	5,65	11Ø12,5 c/19
P6	1,82	0,0285	22,35	1,62	0,0293	22,21	3,35	0,0231	19,92	3,18	0,0238	20,17	16,91	15,13	22,35	20,17	8,76	18Ø12,5 c/14	7,08	17Ø12,5 c/17
P7	3,62	0,0248	28,65	3,46	0,0249	28,57	1,69	0,0278	29,08	1,49	0,0290	29,74	24,66	27,56	28,65	29,74	7,54	24Ø12,5 c/16	8,75	24Ø12,5 c/14
P10	5,09	0,0270	7,39	4,77	0,0289	7,42	8,09	0,0257	7,47	7,84	0,0259	7,28	13,65	12,46	13,65	12,46	6,50	12Ø12,5 c/18	5,42	16Ø10 c/14
P13	5,12	0,0276	7,27	4,92	0,0293	7,31	6,73	0,0264	7,18	6,56	0,0271	7,08	12,46	11,87	12,46	11,87	6,23	11Ø12,5 c/19	5,65	11Ø12,5 c/20
P14	5,04	0,0277	7,41	4,84	0,0295	7,46	6,63	0,0264	7,31	6,46	0,0271	7,21	12,46	11,87	12,46	11,87	6,23	11Ø12,5 c/19	5,65	11Ø12,5 c/20
P17	4,24	0,0274	8,98	3,98	0,0293	9,01	6,75	0,0257	8,96	6,54	0,0257	8,66	13,65	12,46	13,65	12,46	6,50	12Ø12,5 c/18	5,42	12Ø12,5 c/20
P20	3,99	0,0248	25,96	3,84	0,0249	25,73	1,87	0,0277	26,27	1,67	0,0289	26,44	22,48	25,38	25,96	26,44	7,42	22Ø12,5 c/16	8,53	22Ø12,5 c/14
P21	1,74	0,0274	22,51	1,52	0,0292	23,49	3,20	0,0252	22,67	3,02	0,0255	22,78	18,10	16,32	23,49	22,78	8,54	19Ø12,5 c/14	7,47	19Ø12,5 c/16
P23	7,35	0,0271	4,98	7,09	0,0290	5,02	9,66	0,0261	4,95	9,44	0,0269	4,89	12,16	11,57	12,16	11,57	6,24	10Ø12,5 c/19	5,64	10Ø12,5 c/20
P26	3,95	0,0275	9,69	3,69	0,0294	9,76	6,28	0,0257	9,64	6,07	0,0260	9,46	13,94	12,76	13,94	12,76	6,49	12Ø12,5 c/18	5,43	12Ø12,5 c/20

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 19 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas – Parte 3/3

Quadro 19: Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Isoladas - Parte 3/3															
Fundação associada ao pilar	Verificação da resistência à compressão na superfície C				Verificação da resistência à compressão na seção 2				Verificação da necessidade de armadura transversal						
	μ [cm]	τ_{sd} [MPa]	α_v [Mpa]	τ_{Rd2} [MPa]	Vrd2 (B) [kN]	Vsd,2 (B) [kN]	Vrd2 (L) [kN]	Vsd,2 (L) [kN]	V_{Rd1} (B) [kN]	Vsd,3 (B) [kN/cm ²]	V_{Rd1} (L) [kN]	Vsd,3 (L) [kN]	d_3 [cm]	K	
P1	120	3,675	0,86	5,805	870,75	213,60	1567,35	182,53	619,05	521,41	672,32	592,11	50,53	1,09	
P4	100	1,262857	0,86	5,805	711,11	145,86	995,56	145,86	492,80	129,80	516,76	139,45	42,28	1,18	
P6	140	2,234694	0,86	5,805	711,11	415,15	1564,45	340,80	657,85	317,80	730,33	376,65	42,82	1,17	
P7	160	1,904918	0,86	5,805	2301,68	414,43	885,26	506,53	1090,86	466,81	981,17	392,27	53,45	1,07	
P10	120	1,090476	0,86	5,805	711,11	170,26	1280,00	145,03	518,02	130,56	566,02	149,28	42,38	1,18	
P13	100	1,291429	0,86	5,805	711,11	162,72	995,56	149,16	493,11	132,73	517,07	142,60	42,28	1,18	
P14	100	1,311429	0,86	5,805	711,11	165,24	995,56	151,47	493,39	134,79	517,36	144,81	42,28	1,18	
P17	120	1,307143	0,86	5,805	711,11	204,08	1280,00	173,85	521,02	156,50	569,02	178,94	42,38	1,18	
P20	160	1,904918	0,86	5,805	2301,68	409,97	885,26	509,35	996,84	462,05	887,99	383,57	52,65	1,07	
P21	140	2,155102	0,86	5,805	711,11	398,90	1564,45	331,48	713,23	312,27	786,24	366,73	43,32	1,17	
P23	100	0,925714	0,86	5,805	711,11	116,66	995,56	106,73	477,43	94,36	501,42	101,51	42,37	1,18	
P26	120	1,369048	0,86	5,805	711,11	213,60	1280,00	182,53	533,79	165,16	581,73	188,42	42,29	1,18	

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 20 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 1/2

Quadro 20: Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Associadas - Parte 1/2																						
Fundação associada aos pilares	pd [kN/m]	Esf. Sol. na S. 1		Esf. Sol. na S. 2		Esf. Sol. na S. 3		d23 [cm]	d2 [cm]	h [cm]	d1 [cm]	Kc,1	Ks,1	As,1 [cm ²]	Kc,2	Ks,2	As,2 [cm ²]	As, min [cm ²]	As, principal		As, distribuição	
		M1, d [kN.m]	M2, d [kN.m]	V2, d [kN]	V3, d [kN]	[cm ² /m]	Det.												[cm ² /m]	Det.		
P2 e P3	286,6	55,17	46,17	119,93	117,82	11,00	31,00	36,00	36,00	23,49	0,0233	3,57	20,81	0,0233	3,47	5,90	5,90	12Ø12,5 c/20	1,18	6Ø8 c/33		
P5, P8 e P9	396,9	203,41	193,95	189,22	429,31	30,00	105,00	110,00	121,67	72,77	0,0232	3,88	56,85	0,0232	4,29	18,04	18,04	49Ø20 c/17	3,61	13Ø12,5 c/33		
P11 e P12	286,6	55,17	46,2	119,9	117,8	11,00	31,00	36,00	36,00	23,49	0,0233	3,57	20,81	0,0233	3,47	5,90	5,90	12Ø12,5 c/20	1,2	6Ø8 c/33		
P15 e P16	286,6	55,17	46,2	119,9	117,8	11,00	31,00	36,00	36,00	23,49	0,0233	3,57	20,81	0,0233	3,47	5,90	5,90	12Ø12,5 c/20	1,2	6Ø8 c/33		
P18, P19 e P22	367,4	125,37	95,07	139,30	204,10	21,00	73,00	78,00	89,67	64,13	0,0232	3,24	56,05	0,0232	3,02	12,79	12,79	55Ø16 c/15	2,56	12Ø10 c/30		
P24 e P25	286,6	55,2	46,2	119,9	117,8	11,00	31,00	36,00	36,00	23,49	0,0233	3,57	20,81	0,0233	3,47	5,90	5,90	12Ø12,5 c/20	1,2	6Ø8 c/33		

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 21 – Dimensionamento Estrutural de Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 2/2

Quadro 21: Dimensionamento Estrutural das Sapatas Flexíveis Associadas - Parte 2/2										
Fundação associada aos pilares	Verificação da resistência à compressão na superfície C				Verif. res. à compressão - seção 2		Verificação da necessidade de armadura transversal			
	μ [cm]	τ_{sd} [MPa]	α_v [Mpa]	τ_{Rd2} [MPa]	Vrd2 [kN]	Vsd, 2 [kN]	V_{Rd1} [kN]	Vsd,3 [kN]	d_3 [cm]	K
P2 e P3	260,0	0,356	0,86	5,805	1799,55	119,93	184,72	117,82	27,88	1,32
P5, P8 e P9	240,0	0,157	0,86	5,805	6095,25	189,22	435,05	429,31	88,93	1,00
P11 e P12	260,0	0,356	0,86	5,805	1799,55	119,93	184,72	117,82	27,88	1,32
P15 e P16	260,0	0,356	0,86	5,805	1799,55	119,93	184,72	117,82	27,88	1,32
P18, P19 e P22	374,0	0,135	0,86	5,805	4237,65	139,30	305,19	204,10	62,38	1,00
P24 e P25	260,0	0,356	0,86	5,805	1799,55	119,93	184,72	117,82	27,88	1,32

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 22 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Blocos Associados

Quadro 22: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Blocos Associados																						
Fundação associada aos pilares	Dimensões da seção da viga			Arm. de flexão - Maior momento				Armadura de flexão - Seção com armadura mínima					Arm. transversal - Maior Cortante			Arm. transversal - Armadura mínima				Arm. De Pele		
	bw [m]	d [m]	h [m]	Kc	Ks	Md,max [kN.m]	As [cm²]	Kc	Ks	Md [kN.m]	As,min [cm²]	Det.	Trechos [m]	Vc [kN]	Vsd [kN]	Asw/s [cm²/m]	$\rho_{w,min}$ [cm/100cm]	(Asw/s),min [cm²/m]	nº de ramos (s)	Det.	As, pele [cm²]	Det.
P2 e P3	0,35	1,55	1,6	217,06	0,0232	38,74	0,58	14,14	0,0232	594,61	8,90	5Ø16 c/20	0 - 2,34	522,42	157,75	-6,01	0,0013	4,49	2	11Ø8 c/22	3,39	22Ø8 c/14
P5, P8 e P9	0,25	9,60	9,65	139,46	0,0232	1652,12	3,99	680,47	0,0232	338,59	39,36	5Ø32 c/20	0 - 8,30	2311,17	894,99	-3,77	0,0013	3,21	2	28Ø8 c/30	2,49	96Ø8 c/20
P11 e P12	0,35	1,55	1,6	217,06	0,0232	38,74	0,58	14,14	0,0232	594,61	8,90	5Ø16 c/20	0 - 2,34	522,42	157,75	-6,01	0,0013	4,49	2	11Ø8 c/22	3,39	22Ø8 c/14
P15 e P16	0,35	1,55	1,6	217,06	0,0232	38,74	0,58	14,14	0,0232	594,61	8,90	5Ø16 c/20	0 - 2,34	522,42	157,75	-6,01	0,0013	4,49	2	11Ø8 c/22	3,39	22Ø8 c/14
P18, P19 e P22	0,92	5,43	5,48	164,40	0,0232	1650,01	7,05	14,15	0,0232	19175,86	81,93	6Ø40 c/15	0 - 8,30	4810,71	813,73	-18,80	0,0013	11,81	4	32Ø10 c/26	9,12	84Ø12,5 c/13
P24 e P25	0,35	1,55	1,6	217,06	0,0232	38,74	0,58	14,14	0,0232	594,61	8,90	5Ø16 c/20	0 - 2,34	522,42	157,75	-6,01	0,0013	4,49	2	11Ø8 c/22	3,39	22Ø8 c/14

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 23 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 1/4

Quadro 23: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Rígidas Associadas - Parte 1/4																	
Fundação associada aos pilares	Dimensões da seção da viga			Arm. de flexão - Maior momento						Armadura de flexão - Seção com armadura mínima						Arm. De Pele	
	bw [m]	d [m]	h [m]	Kc	Ks	Md,max [kN.m]	As [cm²]	Det.	Trechos [m]	Kc	Ks	Md [kN.m]	As,min [cm²]	Det.	Trechos [m]	As, pele [cm²]	Det.
P5, P8 e P9	0,25	1,32	1,37	2,64	0,0257	1652,12	32,17	6Ø25 c/15	1,31 - 7,01	12,87	0,0234	338,59	5,41	5Ø12,5 c/20	0 - 1,31 7,01 - 8,30	2,41	12Ø8 c/20
P18, P19 e P22	1,02	0,83	0,88	4,26	0,0245	1650,01	48,71	6Ø32 c/16	1,62 - 6,67	14,64	0,024	480,02	13,88	6Ø16 c/14	0 - 1,62 6,67 - 8,30	9,62	8Ø16 c/20

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 24 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 2/4

Quadro 24: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Rígidas Associados - Parte 2/4																			
Fundação associada aos pilares	Dimensões da seção da viga			Arm. de flexão - Maior momento positivo						Armadura de flexão - Maior momento negativo						Arm. De Pele			
	bw [m]	d [m]	h [m]	Kc	Ks	Md,max [kN.m]	As [cm ²]	As,min [cm ²]	Det.	Trechos [m]	Kc	Ks	Md [kN.m]	As [cm ²]	As,min [cm ²]	Det.	Trechos [m]	As, pele [cm ²]	Det.
P2 e P3	0,35	0,47	0,52	39,65	0,0232	38,74	1,92	2,70	5Ø8 c/18	0,65 - 1,68	39,44	0,0234	19,60	0,98	2,70	5Ø8 c/18	0 - 0,65 1,68 - 2,34	3,16	6Ø8 c/15
P11 e P12	0,35	0,47	0,52	39,65	0,0232	38,74	1,92	2,70	5Ø8 c/18	0,65 - 1,68	39,44	0,0234	19,60	0,98	2,6978	5Ø8 c/18	0 - 0,65 1,68 - 2,34	3,16	6Ø8 c/15
P15 e P16	0,35	0,47	0,52	39,65	0,0232	38,74	1,92	2,70	5Ø8 c/18	0,65 - 1,68	39,44	0,0234	19,60	0,98	2,6978	5Ø8 c/18	0 - 0,65 1,68 - 2,34	3,16	6Ø8 c/15
P24 e P25	0,35	0,47	0,52	39,65	0,0232	38,74	1,92	2,70	5Ø8 c/18	0,65 - 1,68	39,44	0,0234	19,60	0,98	2,6978	5Ø8 c/18	0 - 0,65 1,68 - 2,34	3,16	6Ø8 c/15

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 25 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 3/4

Quadro 25: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Rígidas Associadas - Parte 3/4							
Fundação associada aos pilares	Arm. transversal - Maior Cortante			Arm. transversal - Armadura mínima			
	Vc [kN]	Vsd [kN]	Asw/s [cm ² /m]	$\rho_{w,min}$ [cm/100cm]	(Asw/s), min	nº de ramos (s)	Det.
P2 e P3	158,41	157,75	-0,04	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P11 e P12	158,41	157,75	-0,04	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P15 e P16	158,41	157,75	-0,04	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P18, P19 e P22	815,27	813,73	-0,05	0,0013	13,10	4,00	37Ø10 c/23
P24 e P25	158,41	157,75	-0,04	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22

Fonte: elaborado pelo autor

Quadro 26 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Rígidas Associadas – Parte 4/4

Quadro 26: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Rígidas Associadas - Parte 4/4									
Armadura Transversal Fundação associada aos pilares P5, P8 e P9		Trechos [m]							
		0 - 1,22	1,22 - 2,41	2,41 - 4,00	4,00 - 4,52	4,52 - 5,52	5,51 - 6,25	6,25 - 7,09	7,09 - 8,30
Arm. transversal - Maior Cortante	Vc [kN]	-	317,79	-	317,79	317,79	-	317,79	-
	Vsd [kN]	-	894,99	-	592,51	772,84	-	739,76	-
	Asw/s [cm ² /m]	-	11,17	-	5,32	8,81	-	8,17	-
	n ^o de ramos (s)	-	4,00	-	4,00	4,00	-	4,00	-
	Det.	-	5Ø10 c/28	-	3Ø6,3 c/23	5Ø8 c/14	-	4Ø8 c/15	-
Arm. transversal - Armadura mínima	$\rho_{w,min}$ [cm/100cm]	0,0013	-	0,0013	-	-	0,0013	-	0,0013
	(Asw/s),min [cm ² /m]	3,21	-	3,21	-	-	3,21	-	3,21
	n ^o de ramos (s)	2	-	2	-	-	2	-	2
	Det.	5Ø8 c/30	-	6Ø8 c/30	-	-	3Ø8 c/30	-	5Ø8 c/30

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 27 – Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 1/4

Quadro 27: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Flexíveis Associados - Parte 1/4																	
Fundação associada aos pilares	Dimensões da seção da viga			Arm. de flexão - Maior momento						Armadura de flexão - Seção com armadura mínima						Arm. De Pele	
	bw [m]	d [m]	h [m]	Kc	Ks	Md,max [kN.m]	As [cm ²]	Det.	Trechos [m]	Kc	Ks	Md [kN.m]	As,min [cm ²]	Det.	Trechos [m]	As, pele [cm ²]	Det.
P5, P8 e P9	0,25	1,05	1,1	1,67	0,027658	1652,12	43,52	5Ø32 c/18	0,97 - 7,35	14,58	0,023939	189,05	4,31	5Ø10 c/18	0 - 0,97 7,35 - 8,3	2,39	10Ø8 c/20
P18, P19 e P22	1,02	0,73	0,78	3,29	0,025169	1650,01	56,89	7Ø32 c/14	1,35 - 6,94	3,29	0,025169	334,89	12,21	6Ø16 c/16	0 - 1,35 6,94 - 8,30	9,55	12Ø12,5 c/12

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 28 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 2/4

Quadro 28: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Flexíveis Associados - Parte 2/4																			
Fundação associada aos pilares	Dimensões da seção da viga			Arm. de flexão - Maior momento positivo							Armadura de flexão - Maior momento negativo							Arm. De Pele	
	bw [m]	d [m]	h [m]	Kc	Ks	Md,max [kN.m]	As [cm ²]	As,min [cm ²]	Det.	Trechos [m]	Kc	Ks	Md [kN.m]	As [cm ²]	As,min [cm ²]	Det.	Trechos [m]	As, pele [cm ²]	Det.
P2 e P3	0,35	0,31	0,36	14,24	0,0234	19,49	1,47	1,78	5Ø6,3 c/17	0 - 0,84 1,50 - 2,34	8,68	0,0239	38,74	2,98	1,78	5Ø8 c/16	0,84 - 1,50	3,01	4Ø8 c/16
P11 e P12	0,35	0,31	0,36	14,24	0,0234	19,49	1,47	1,78	5Ø6,3 c/17	1 - 0,84 1,50 - 2,34	8,68	0,0239	38,74	2,98	1,7794	5Ø8 c/16	0,84 - 1,50	3,01	4Ø8 c/16
P15 e P16	0,35	0,31	0,36	14,24	0,0234	19,49	1,47	1,78	5Ø6,3 c/17	2 - 0,84 1,50 - 2,34	8,68	0,0239	38,74	2,98	1,7794	5Ø8 c/16	0,84 - 1,50	3,01	4Ø8 c/16
P24 e P25	0,35	0,31	0,36	14,24	0,0234	19,49	1,47	1,78	5Ø6,3 c/17	3 - 0,84 1,50 - 2,34	8,68	0,0239	38,74	2,98	1,7794	5Ø8 c/16	0,84 - 1,50	3,01	4Ø8 c/16

Fonte: elaborado pelo autor.

Quadro 29 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas – Parte 3/4

Quadro 29: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Flexíveis Associadas - Parte 3/4							
Fundação associada aos pilares	Arm. transversal - Maior Cortante			Arm. transversal - Armadura mínima			
	Vc [kN]	Vsd [kN]	Asw/s [cm ² /m]	$\rho_{w,min}$ [cm/100cm]	(Asw/s), min [cm ² /m]	nº de ramos (s)	Det.
P2 e P3	104,48	157,75	4,39	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P11 e P12	104,48	157,75	4,39	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P15 e P16	104,48	157,75	4,39	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22
P18, P19 e P22	717,04	813,73	3,38	0,0013	13,10	4,00	37Ø10 c/23
P24 e P25	104,48	157,75	4,39	0,0013	4,49	2,00	11Ø8 c/22

Fonte: elaborado pelo autor.

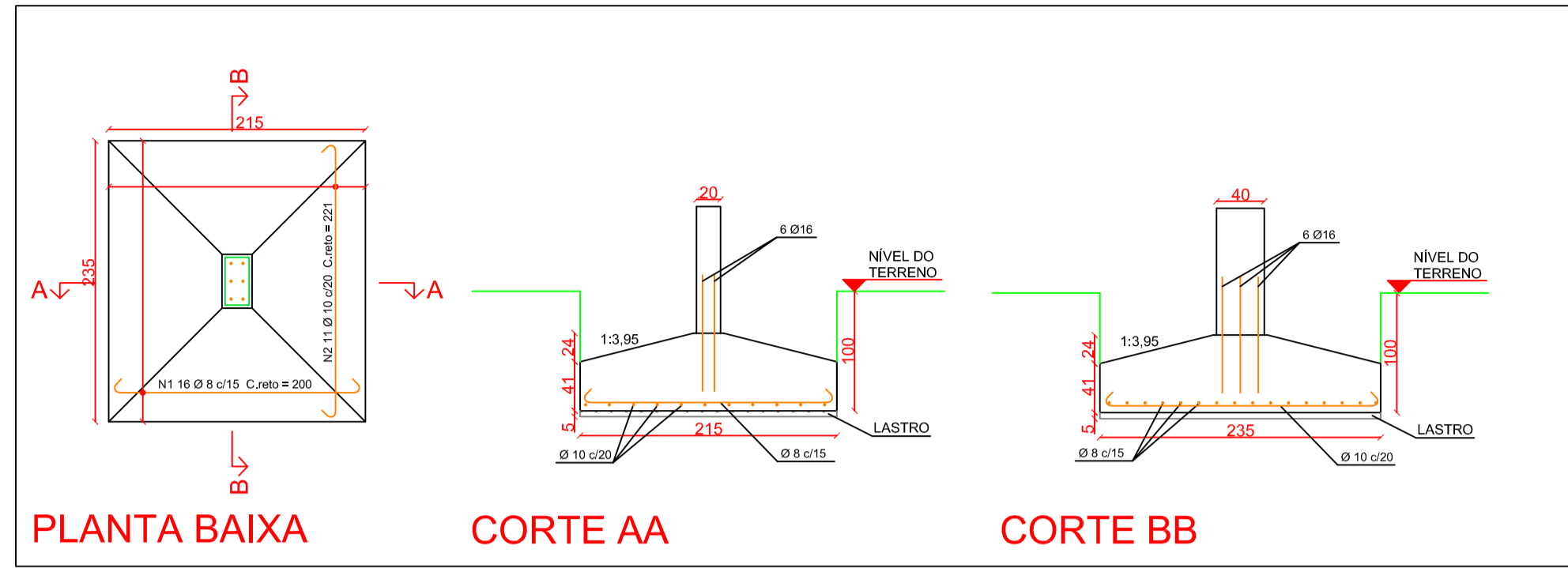
Quadro 30 - Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez – Sapatas Flexíveis Associadas
– Parte 4/4

Quadro 30: Dimensionamento Estrutural das Vigas de Rigidez - Sapatas Flexíveis Associadas - Parte 4/4									
Armadura Transversal Fundação associada aos pilares P5, P8 e P9		Trechos [m]							
		0 - 1,28	1,28 - 2,40	2,40 - 4,06	4,06 - 4,52	4,52 - 5,45	5,45 - 6,26	6,26 - 7,02	7,02 - 8,30
Arm. transversal - Maior Cortante	Vc [kN]	-	252,78	-	252,78	252,78	-	252,78	-
	Vsd [kN]	-	894,99	-	592,51	772,84	-	739,76	-
	Asw/s [cm ² /m]	-	15,62	-	8,26	12,65	-	11,85	-
	nº de ramos (s)	-	4,00	-	4,00	4,00	-	4,00	-
	Det.	-	5Ø12,5 c/30	-	4Ø8 c/24	6Ø10 c/24	-	5Ø10 c/26	-
Arm. transversal - Armadura mínima	$\rho_{w,min}$ [cm/100cm]	0,0013	-	0,0013	-	-	0,0013	-	0,0013
	(Asw/s),min [cm ² /m]	3,21	-	3,21	-	-	3,21	-	3,21
	nº de ramos (s)	2	-	2	-	-	2	-	2
	Det.	4Ø8 c/30	-	5Ø8 c/30	-	-	2Ø8 c/30	-	5Ø8 c/30

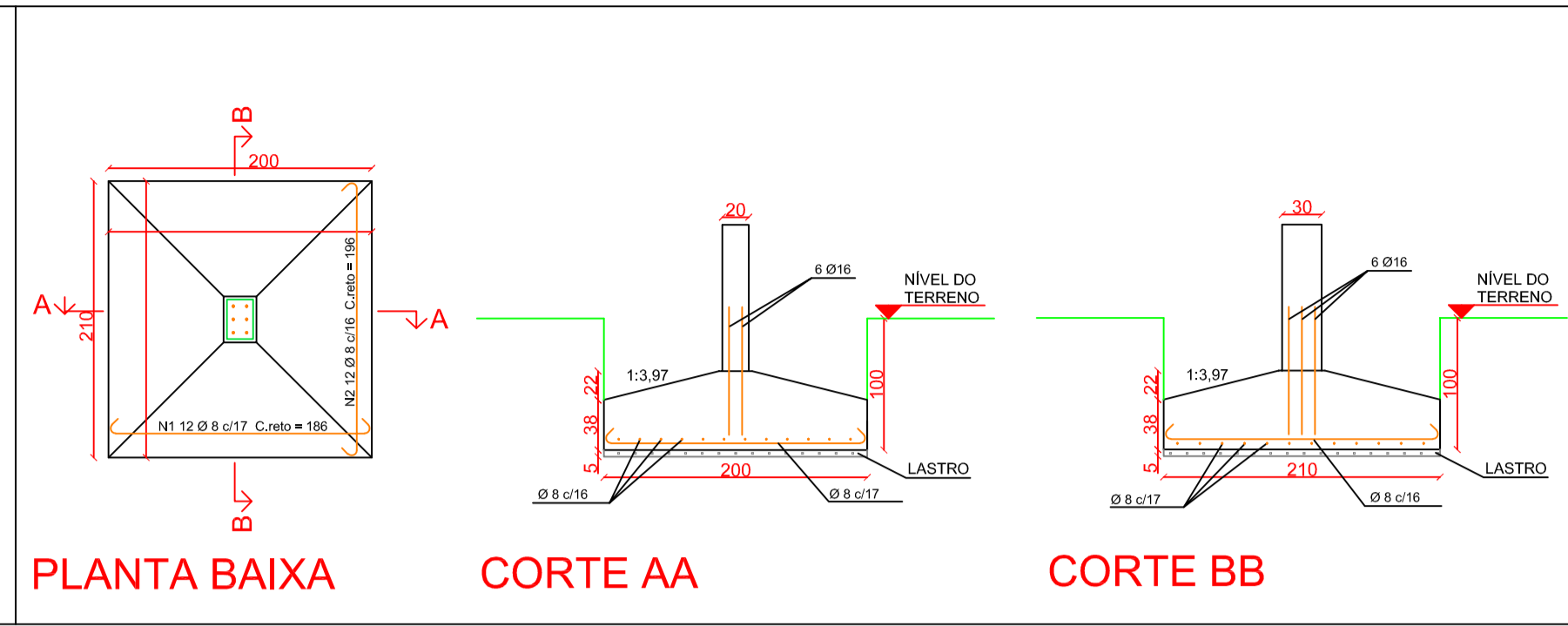
Fonte: elaborado pelo autor.

**APÊNDICE B – PRANCHAS DE DETALHAMENTO DO PROJETO
DE FUNDAÇÕES**

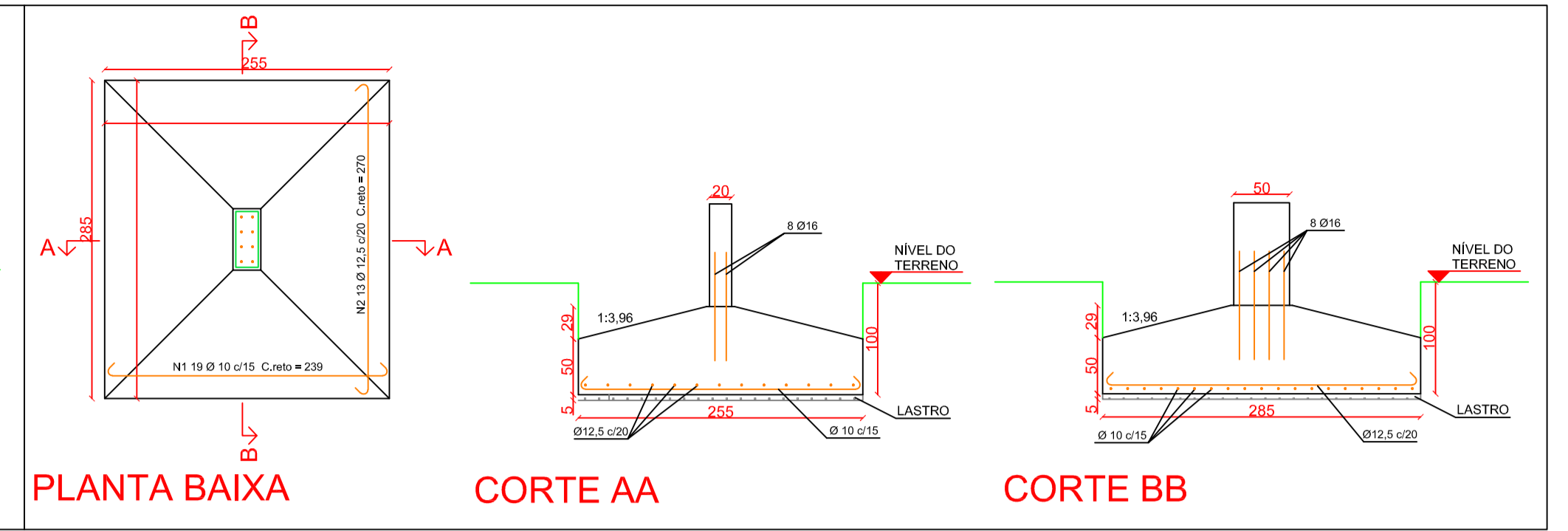
P01



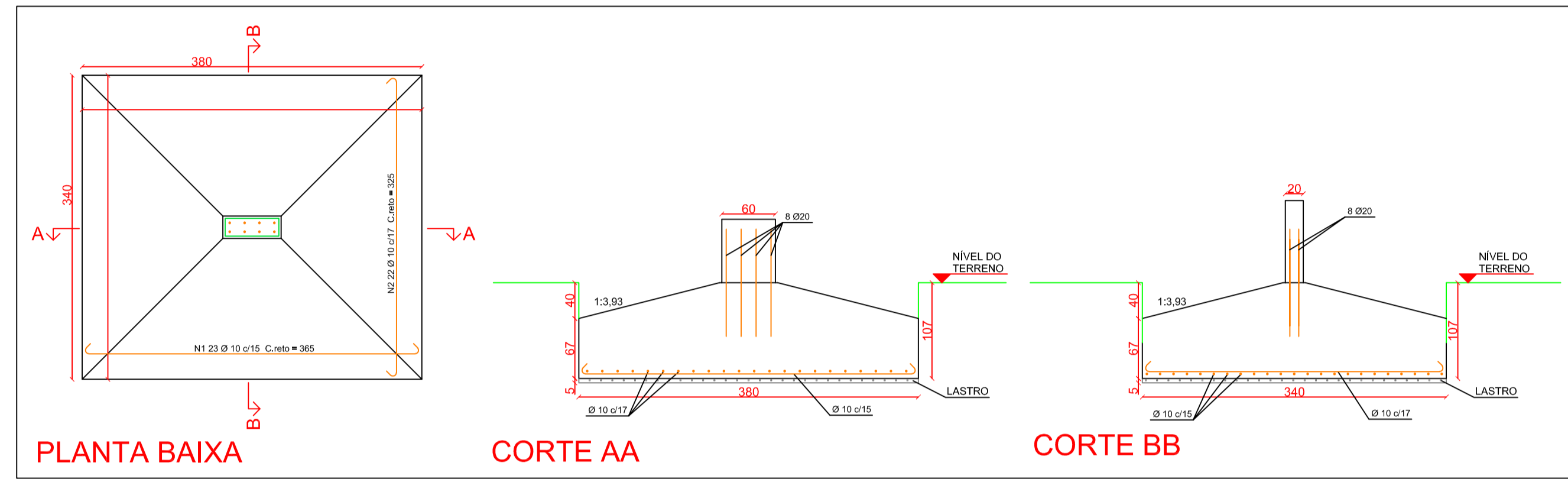
P04



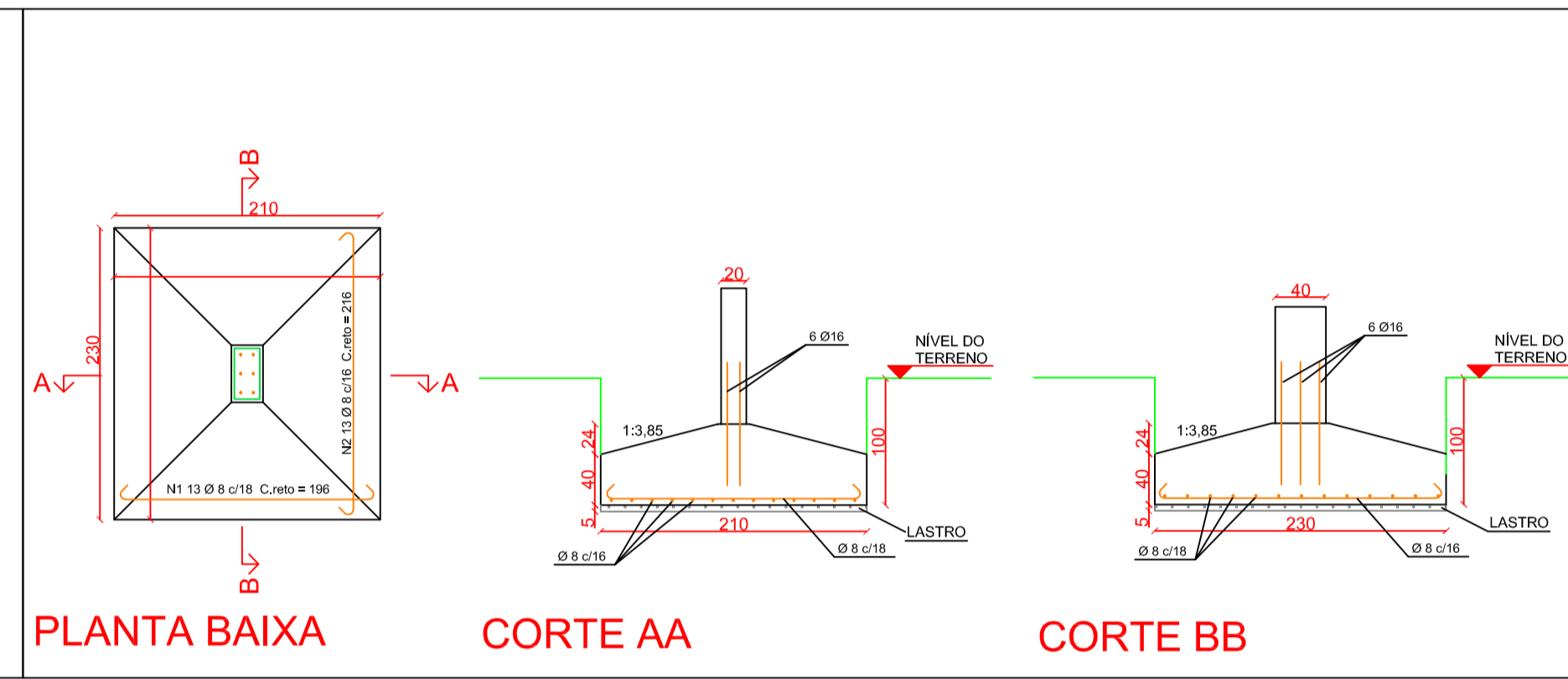
P06



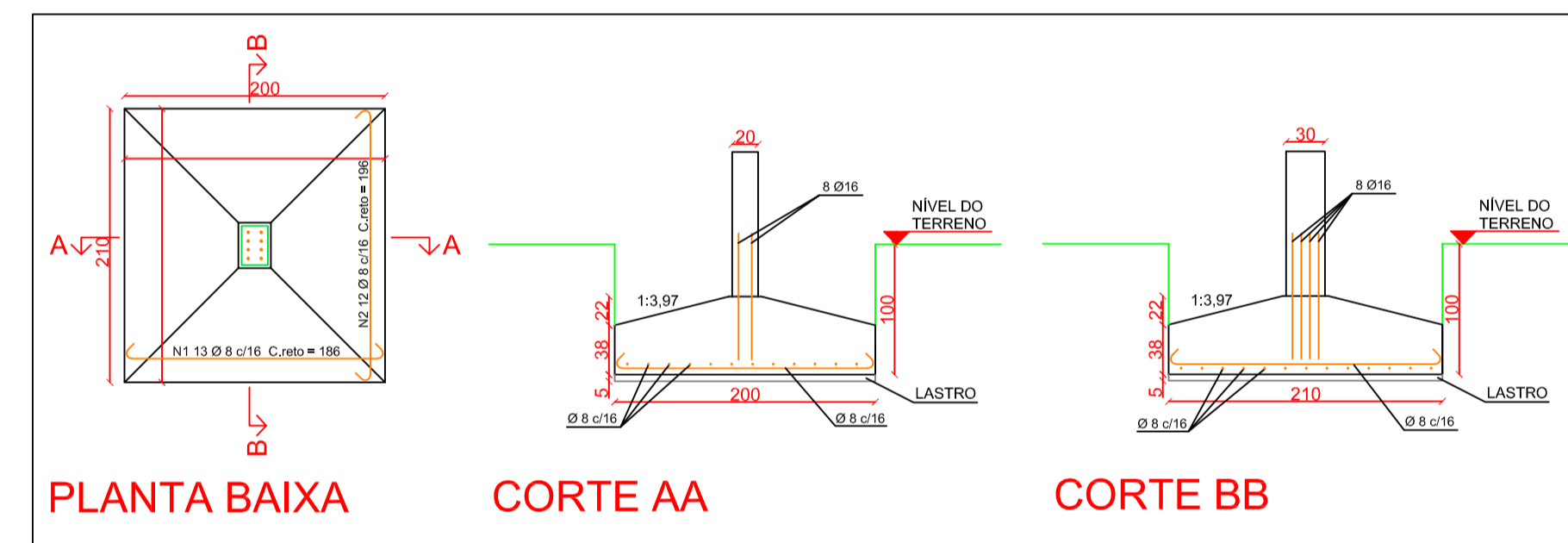
P07



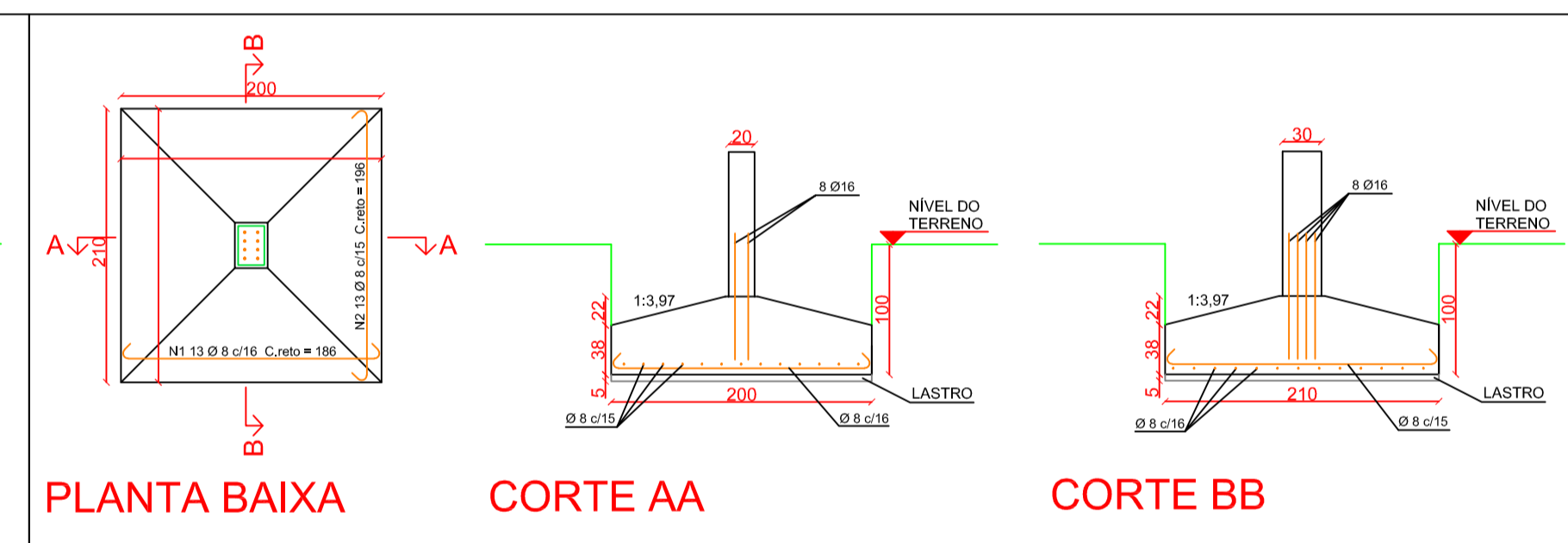
P10



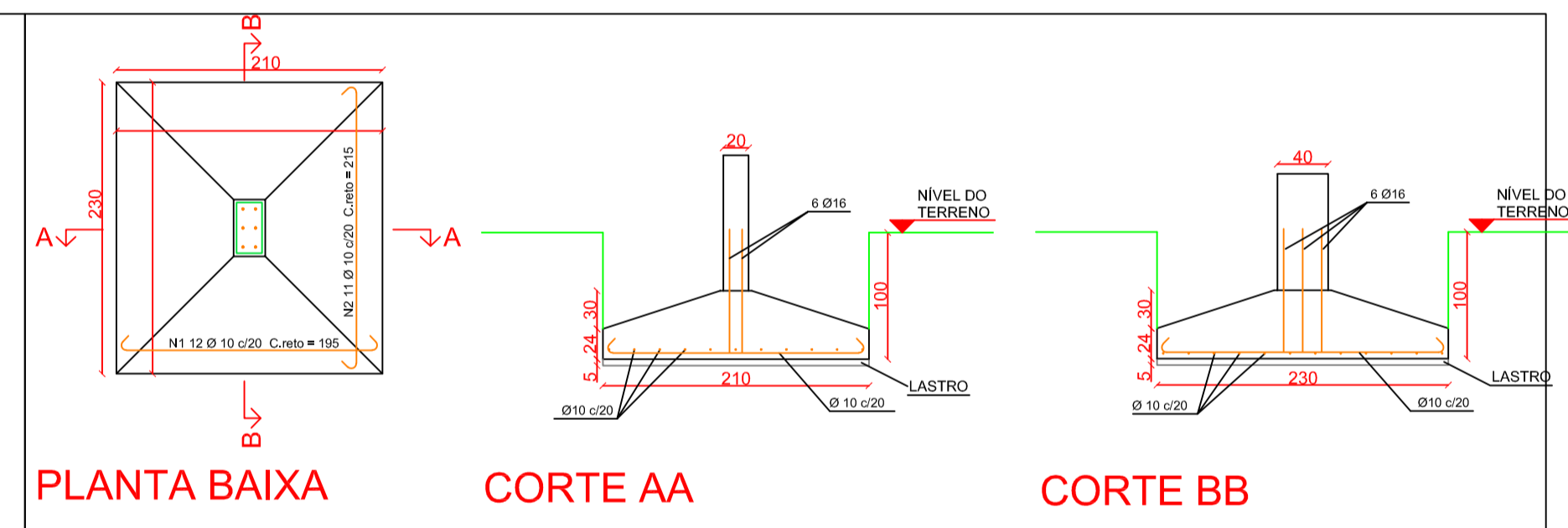
P13



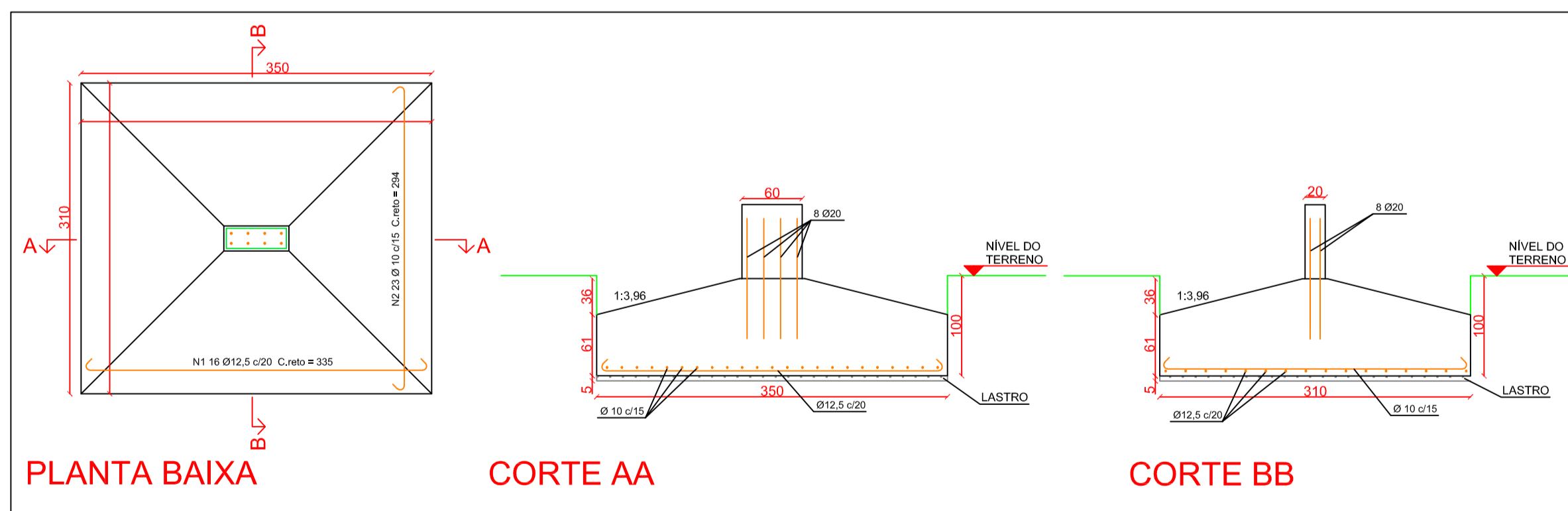
P14



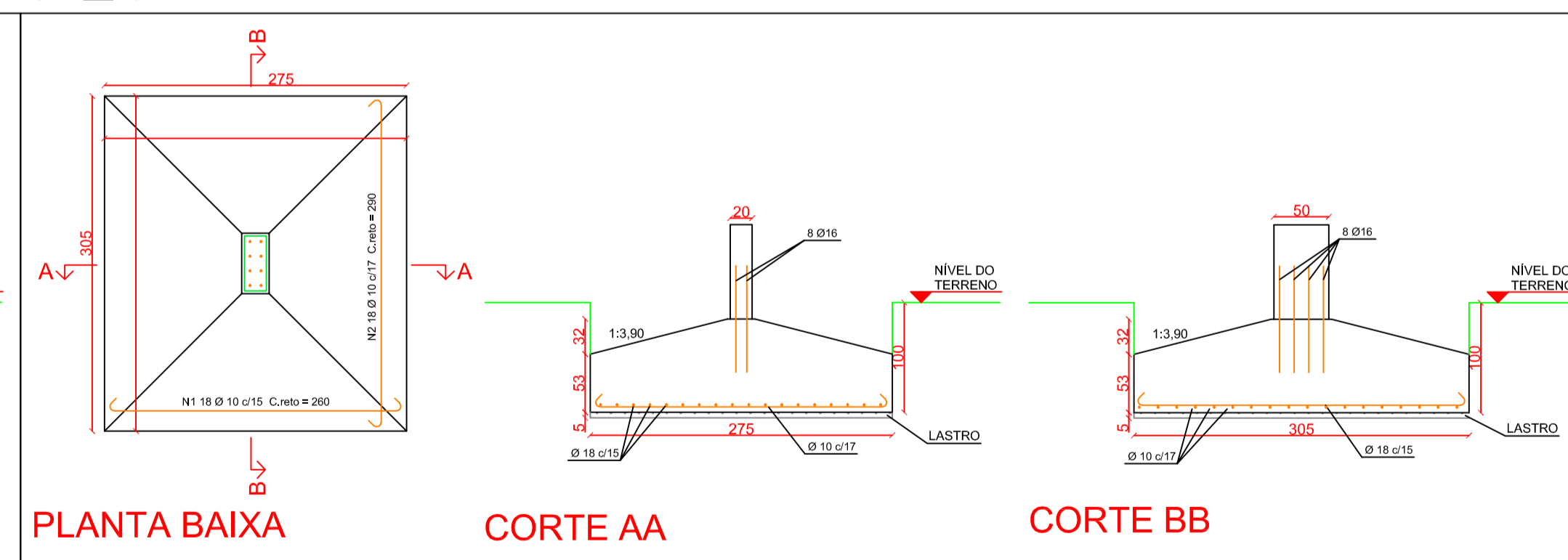
P17



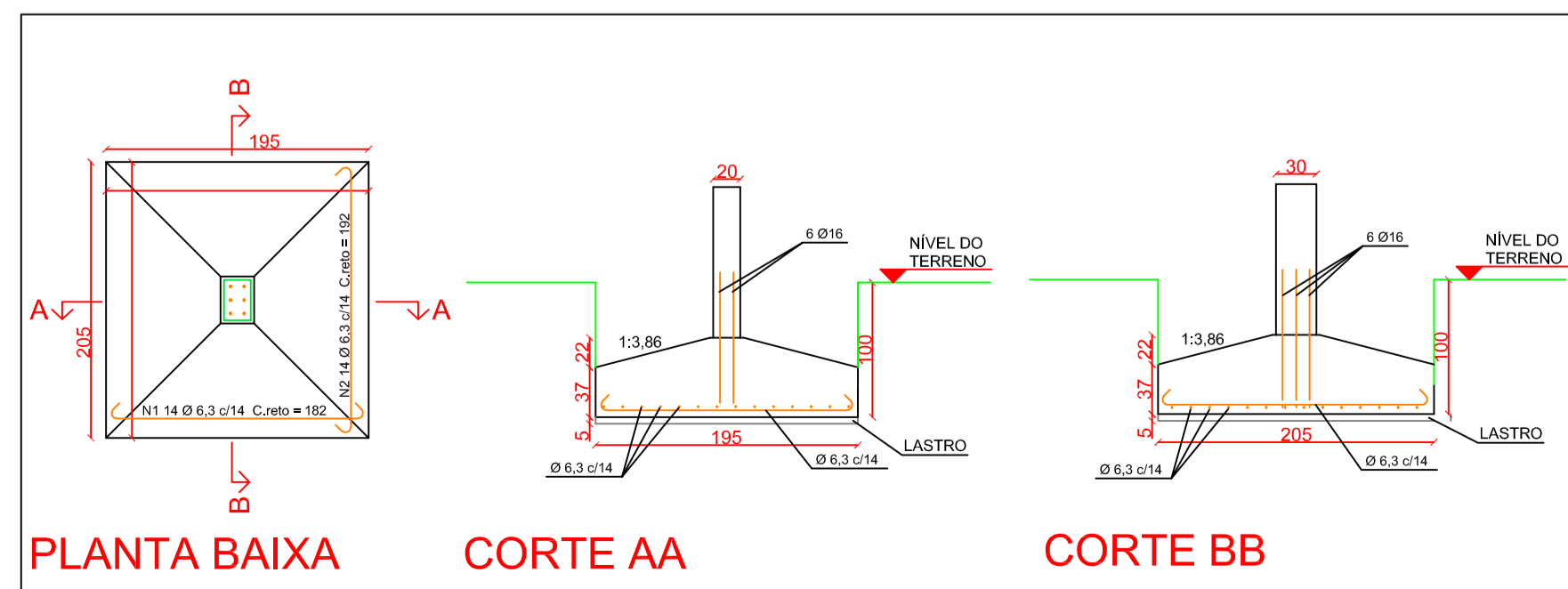
P20



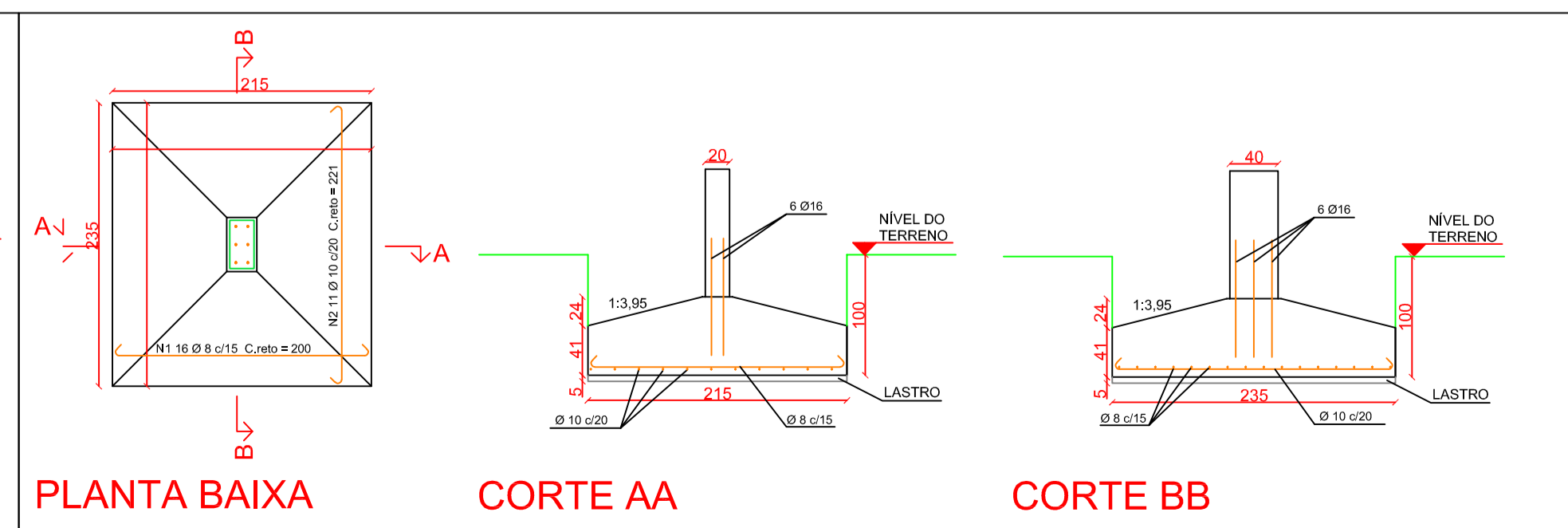
P21



P23



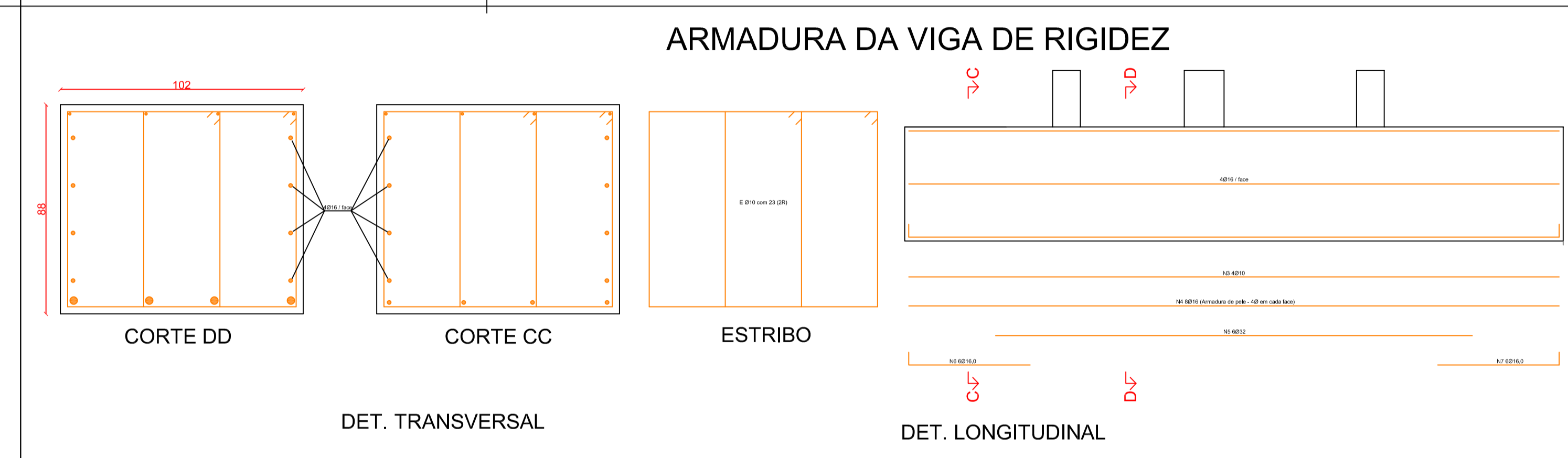
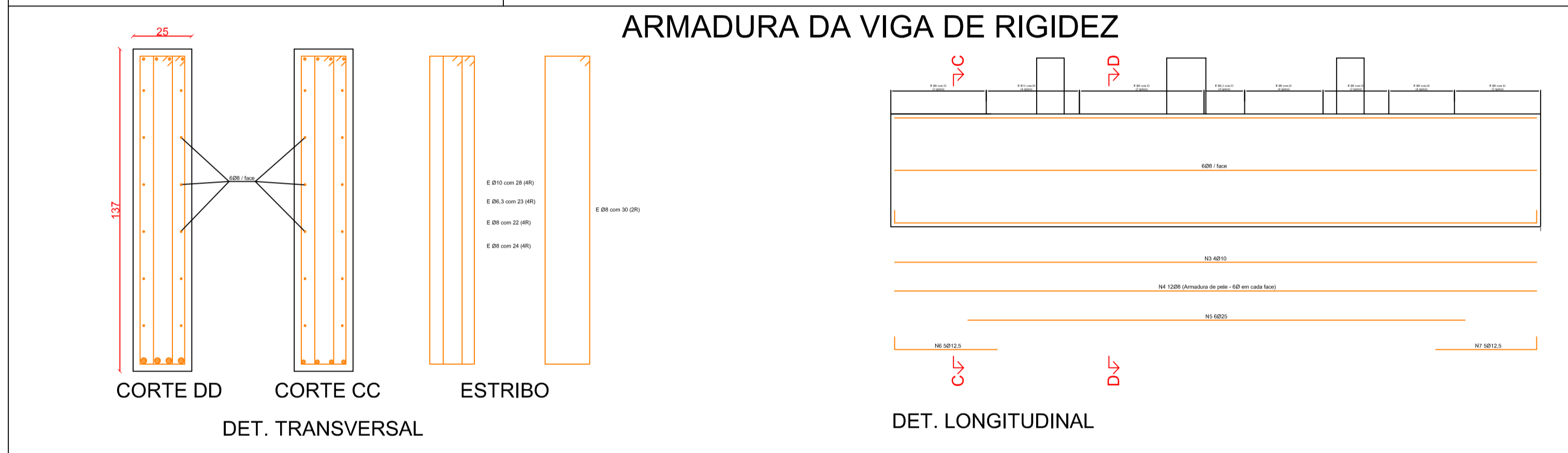
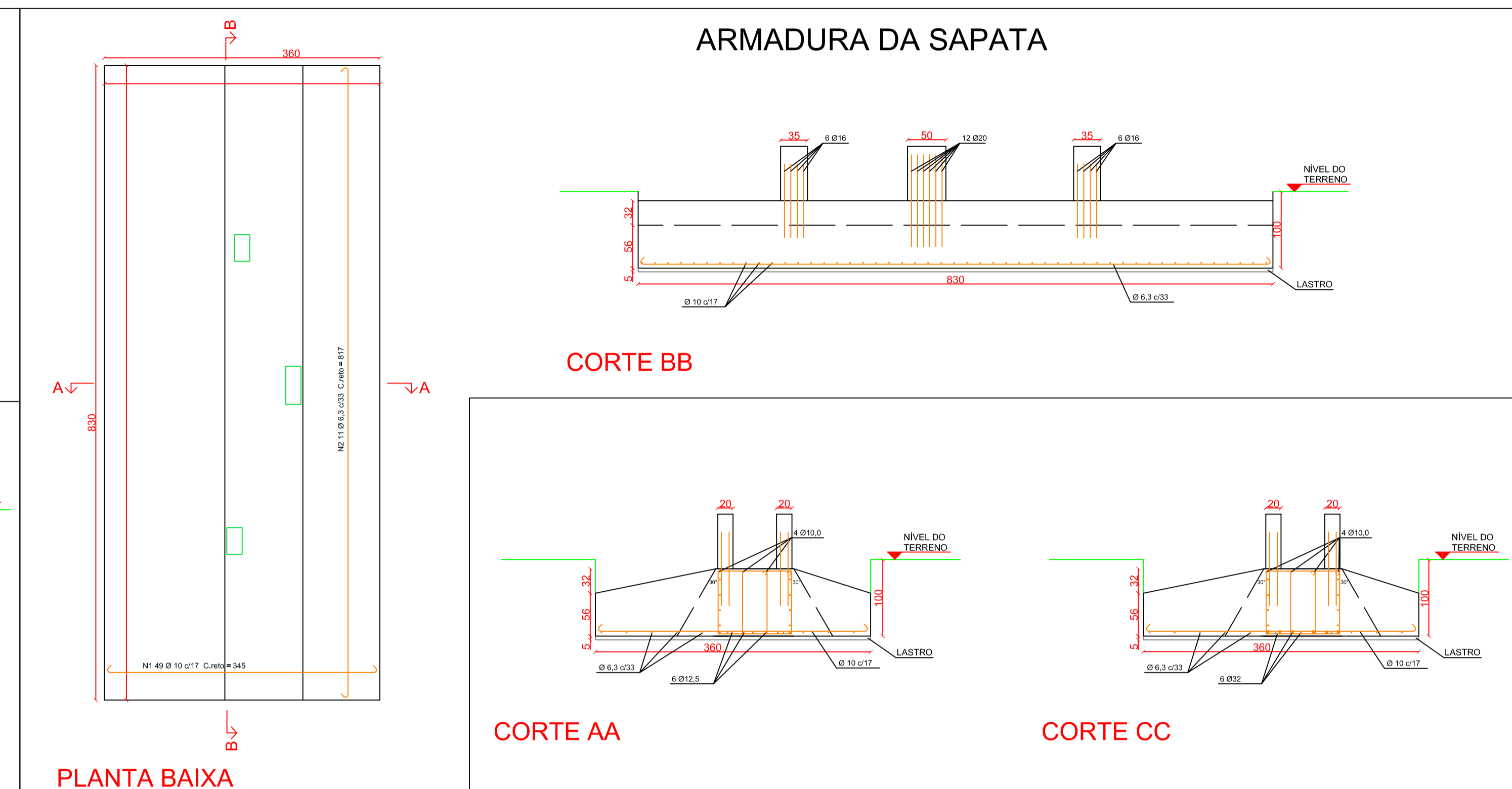
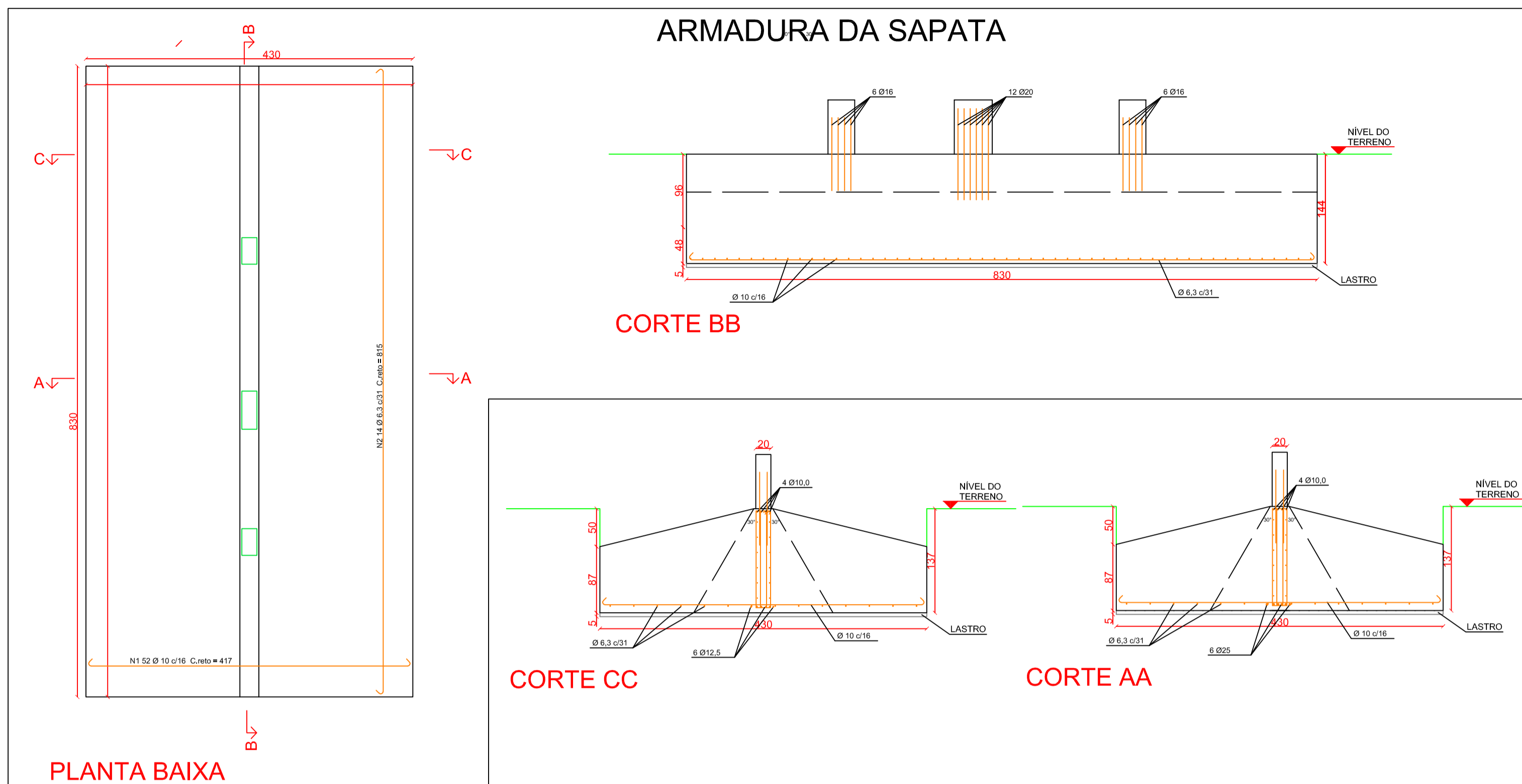
P26



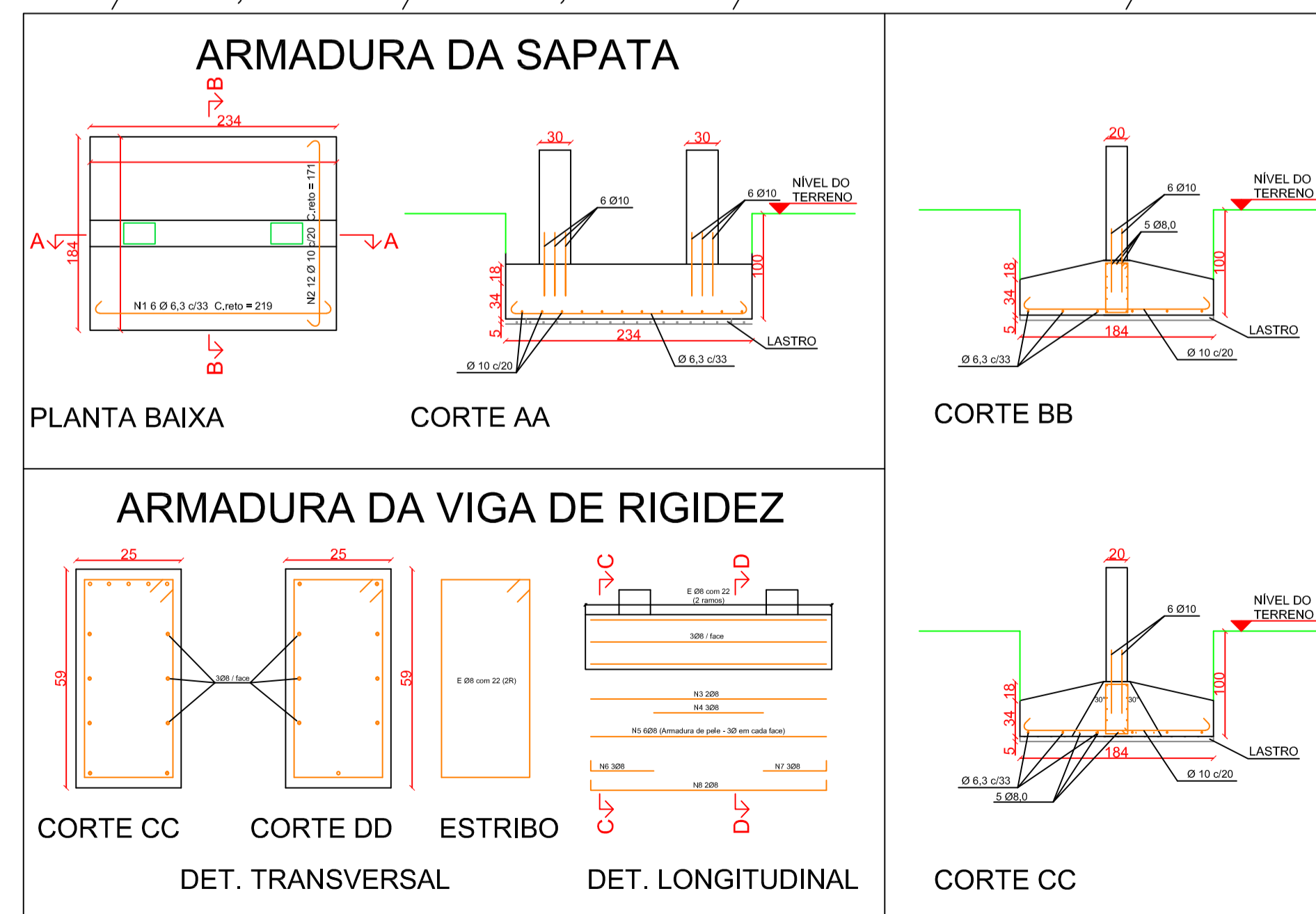
Elaborado por: Vinícius Gulias Nys			
Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso			
DET. SAPATAS RÍGIDAS			
01/06/2020	ESC: 1:50	R00	SR-01

P5/P8/P9

P18/P19/P22

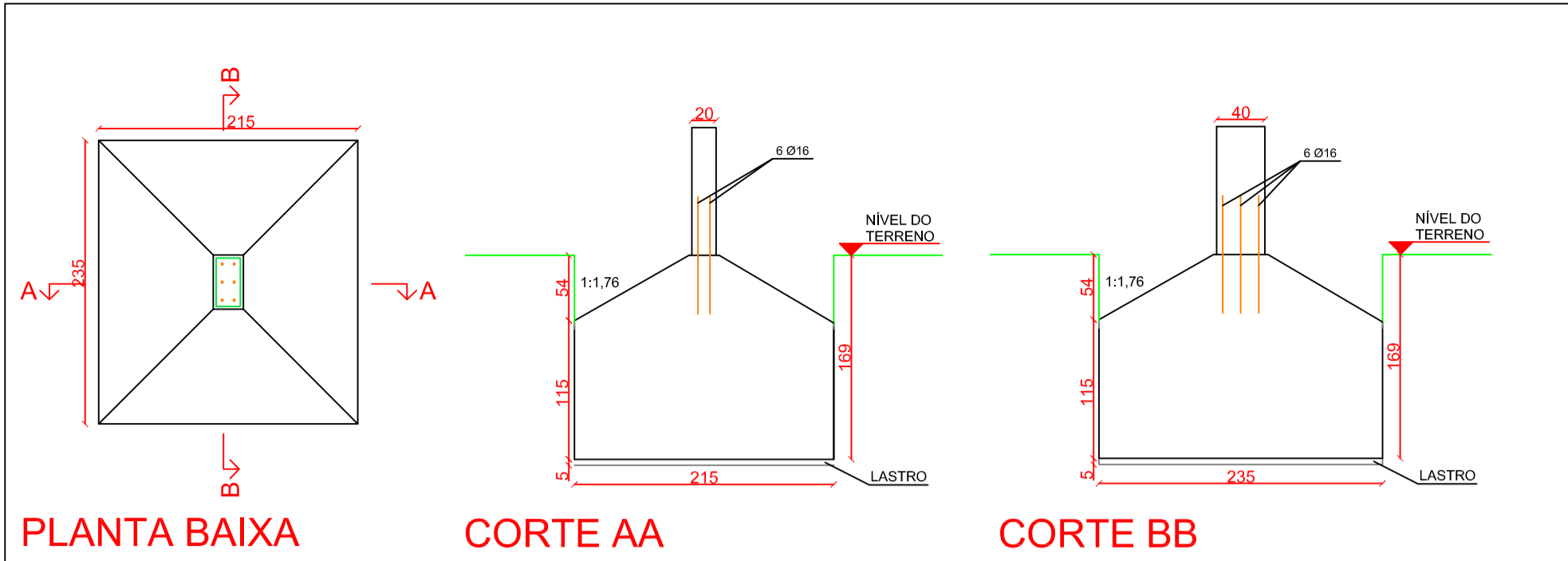


P2/P3, P11/P12, P15/P16 e P24/P25

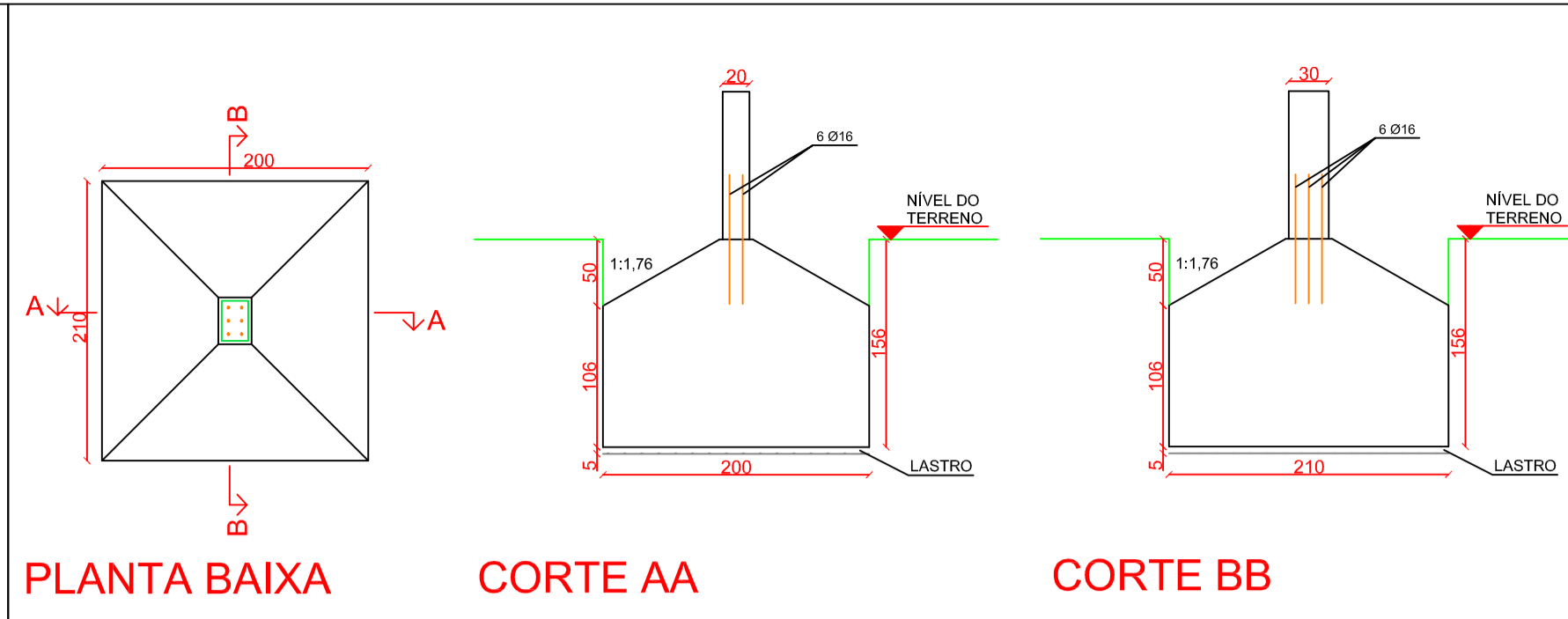


Elaborado por: Vinicius Gulias Nys
 Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso
 DET. SAPATAS RÍGIDAS
 01/06/2020 ESC: 1:50 R00 SR-02

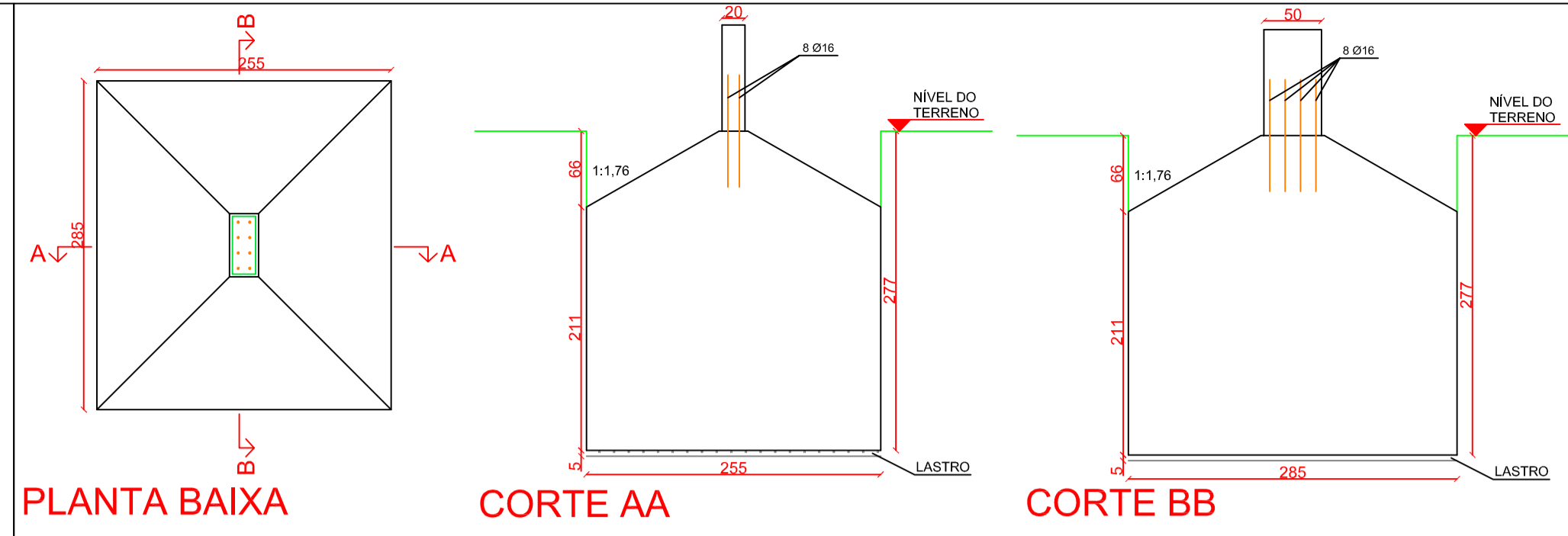
P01



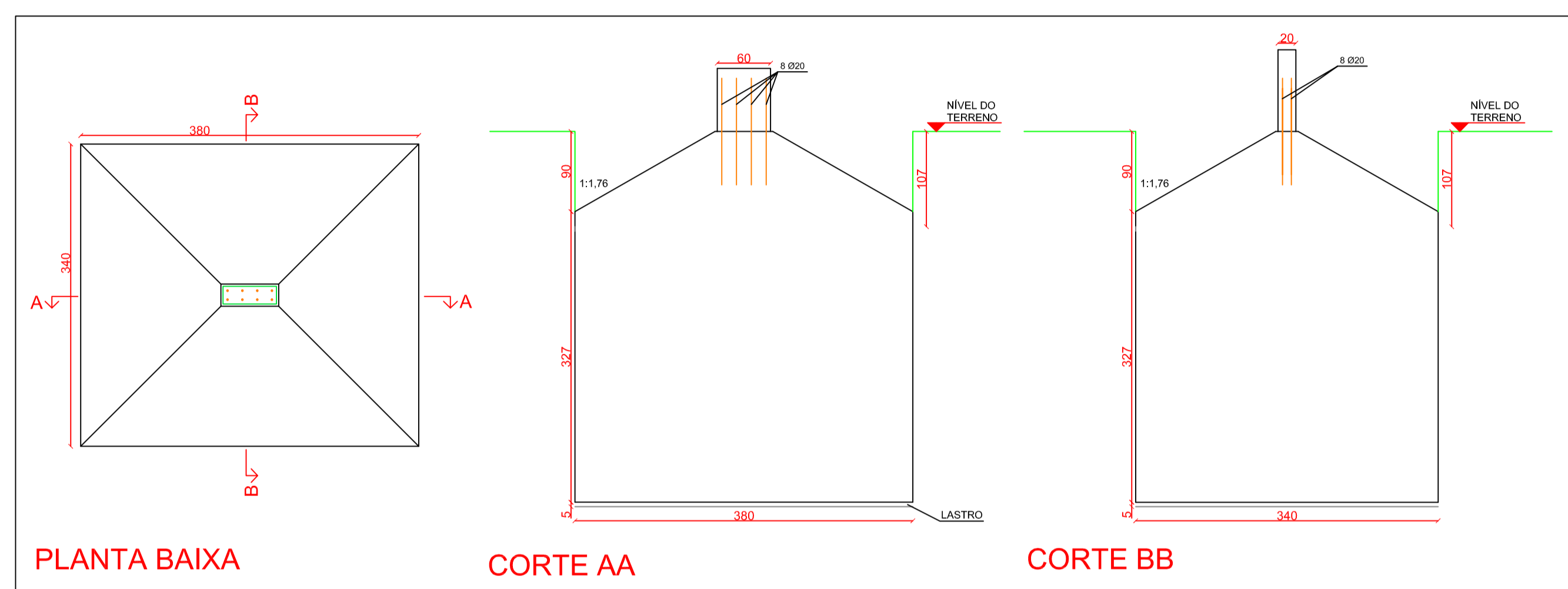
P04



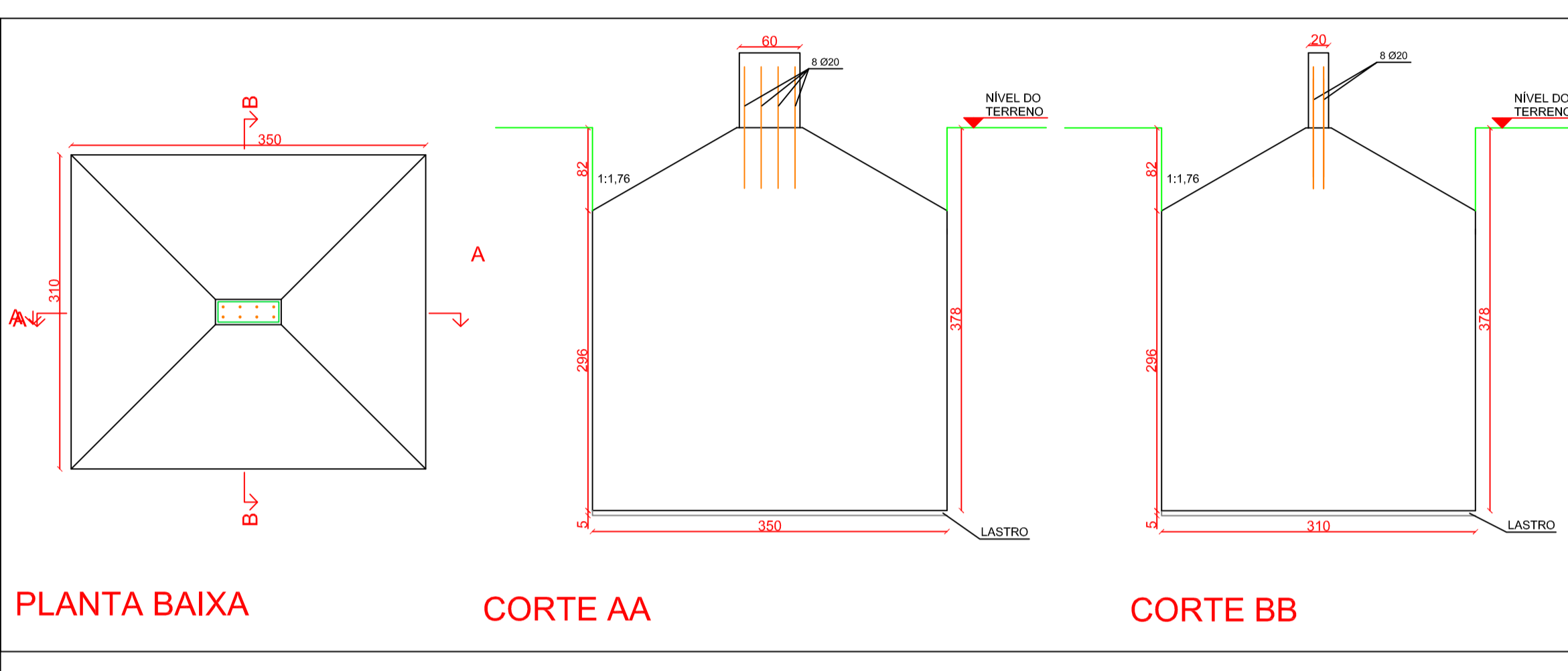
P06



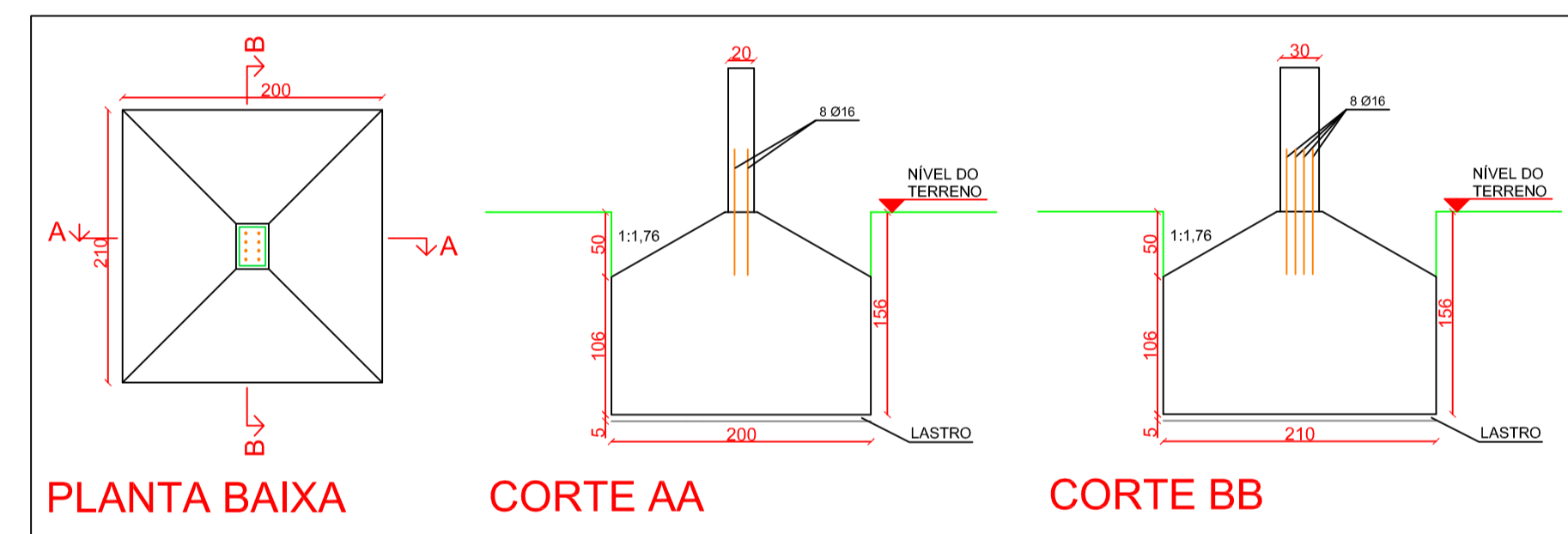
P07



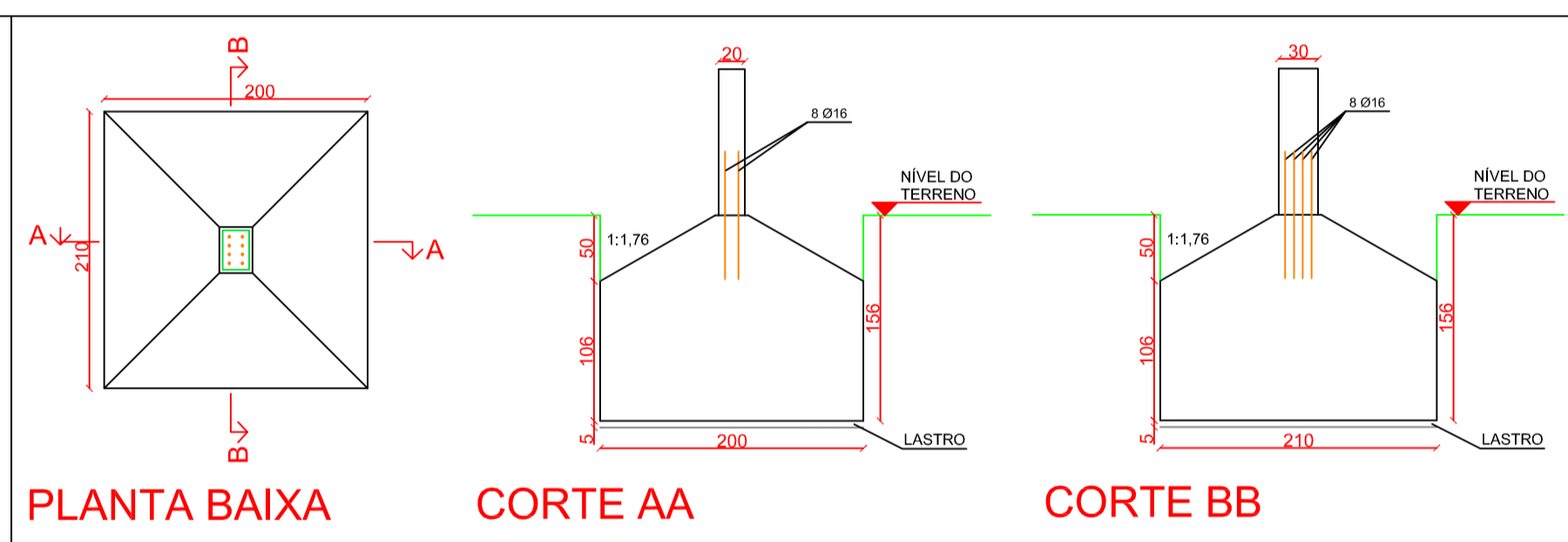
P20



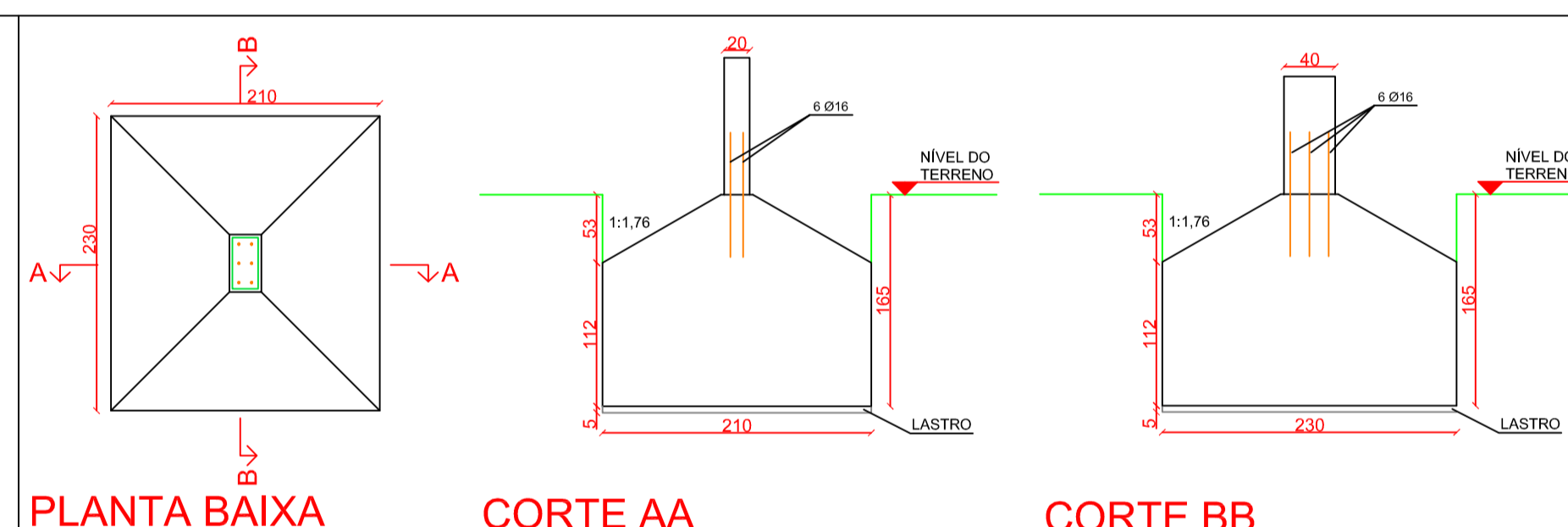
P13



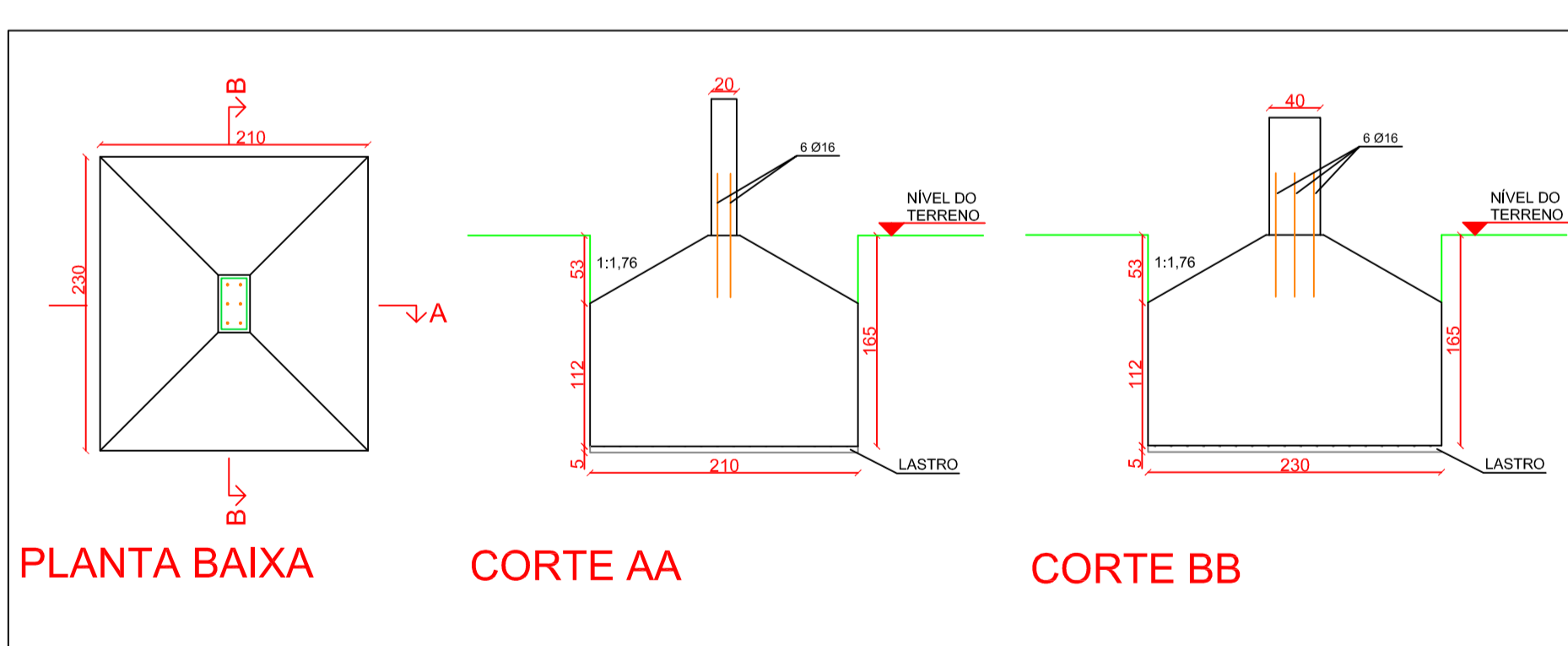
P14



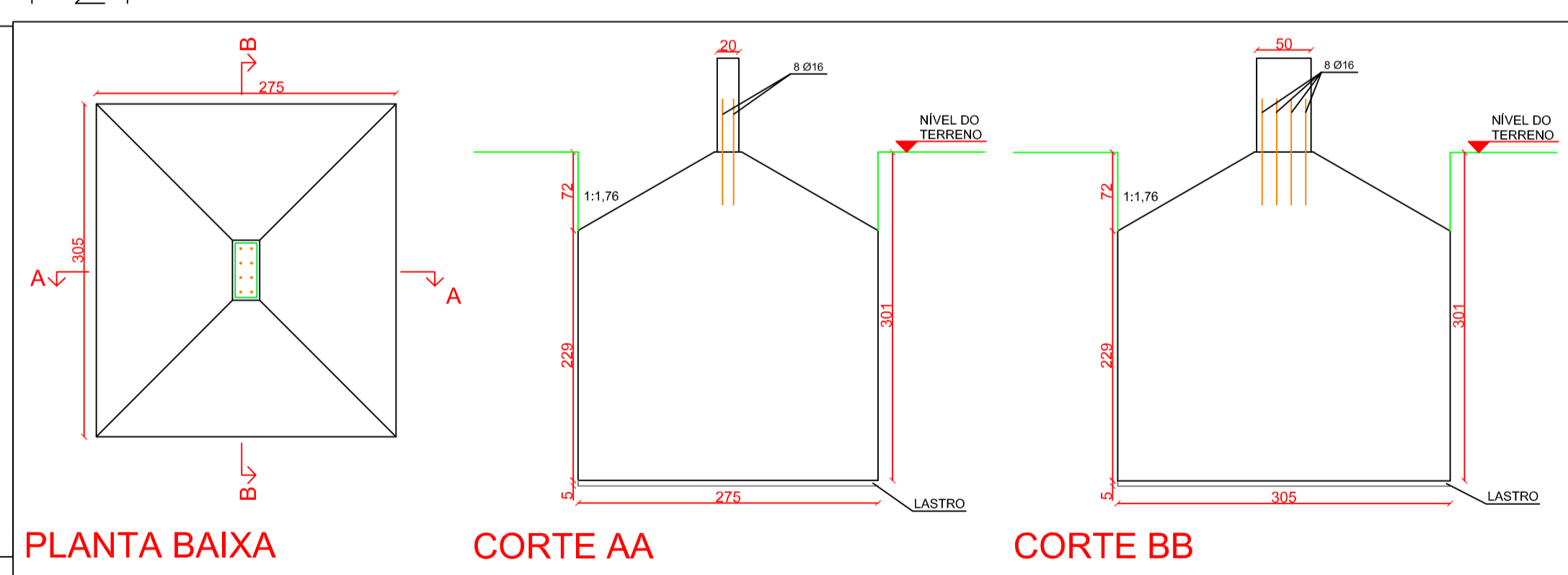
P17



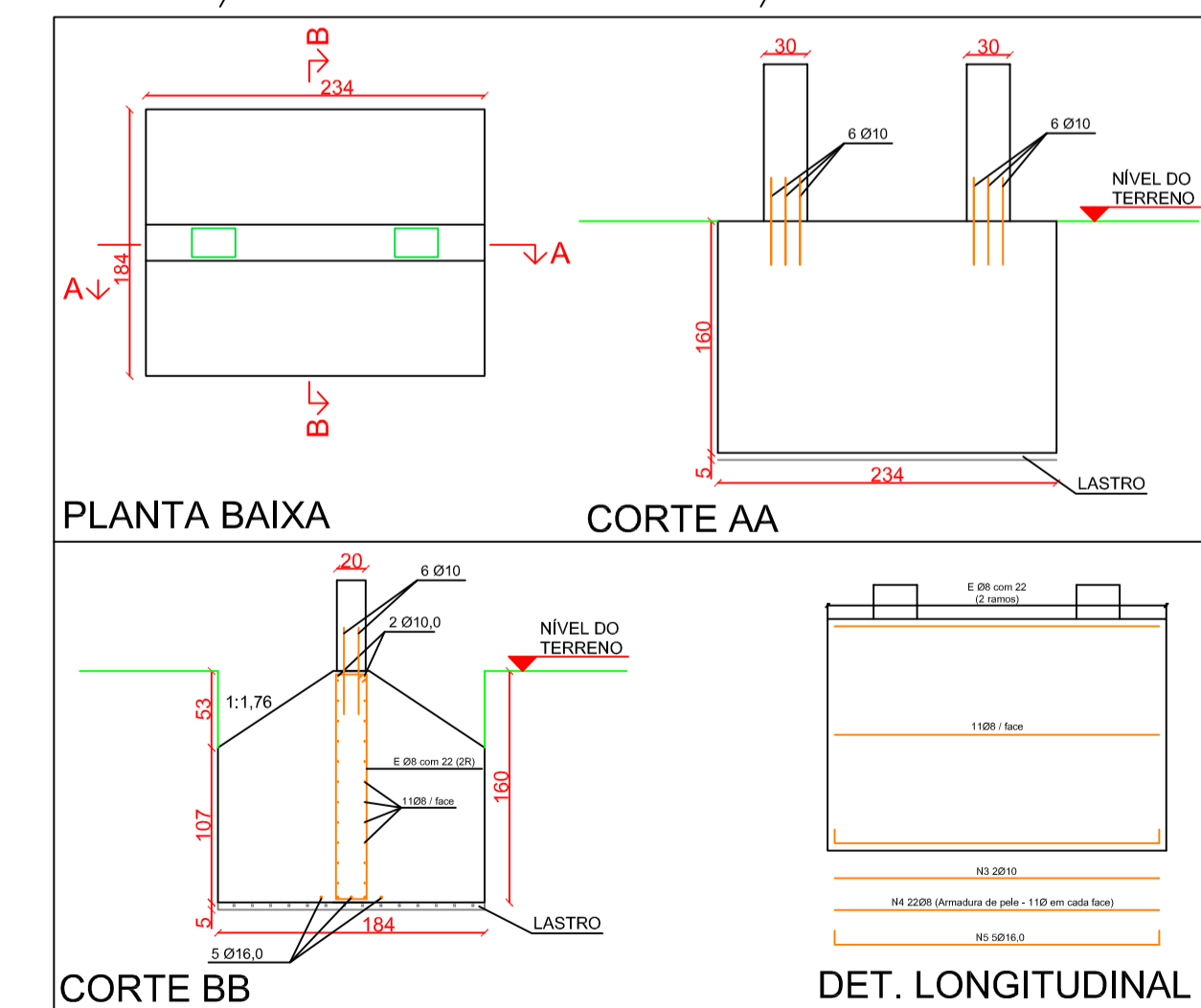
P10



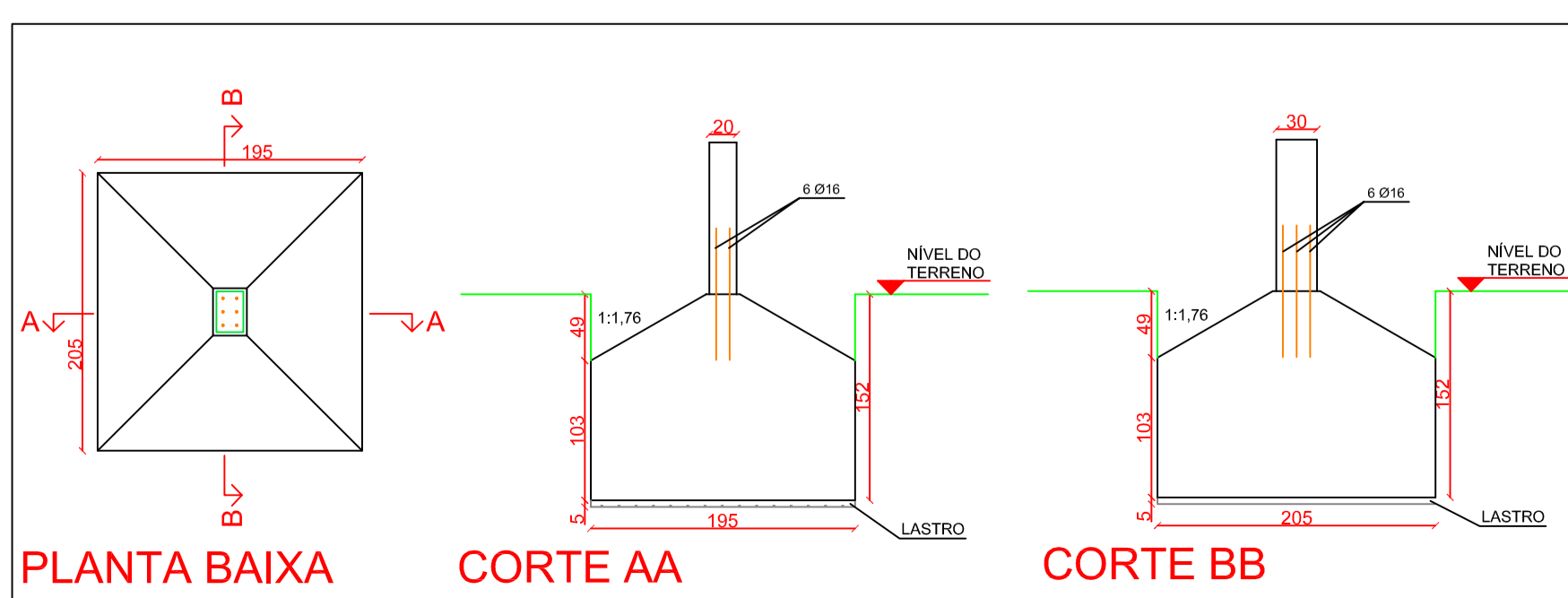
P21



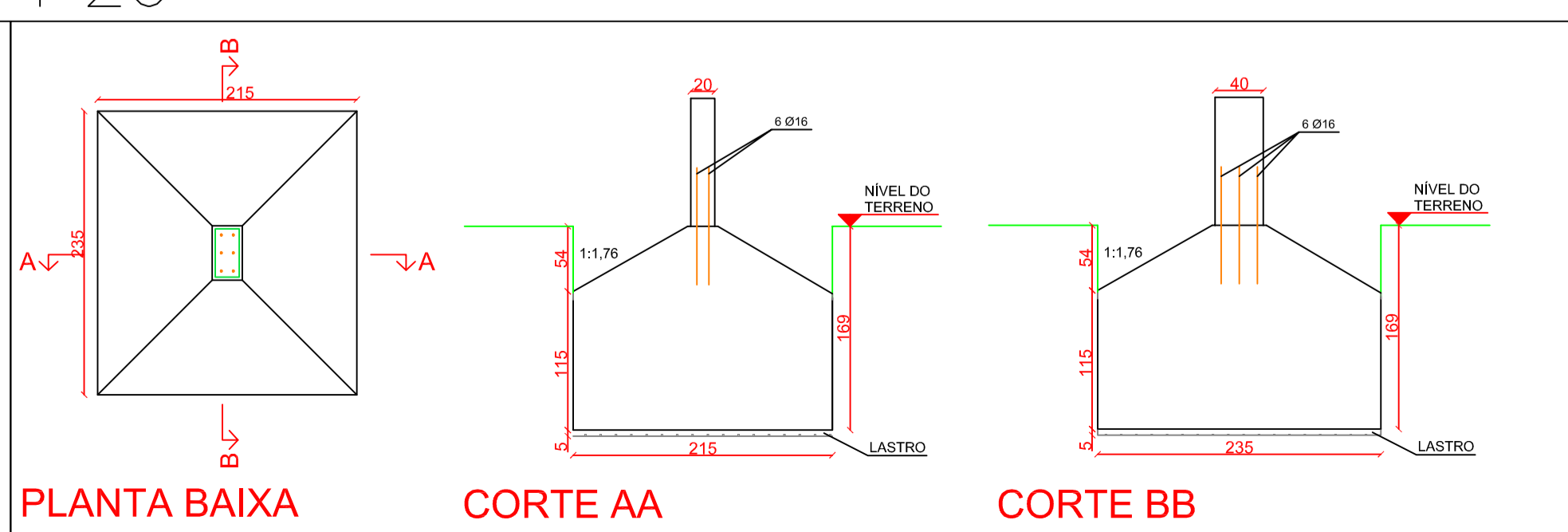
P2/P3, P11/P12, P15/P16 e P24/P25



P23



P26



Elaborado por: Vinicius Gulias Nys
Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso

DET. BLOCOS

01/06/2020

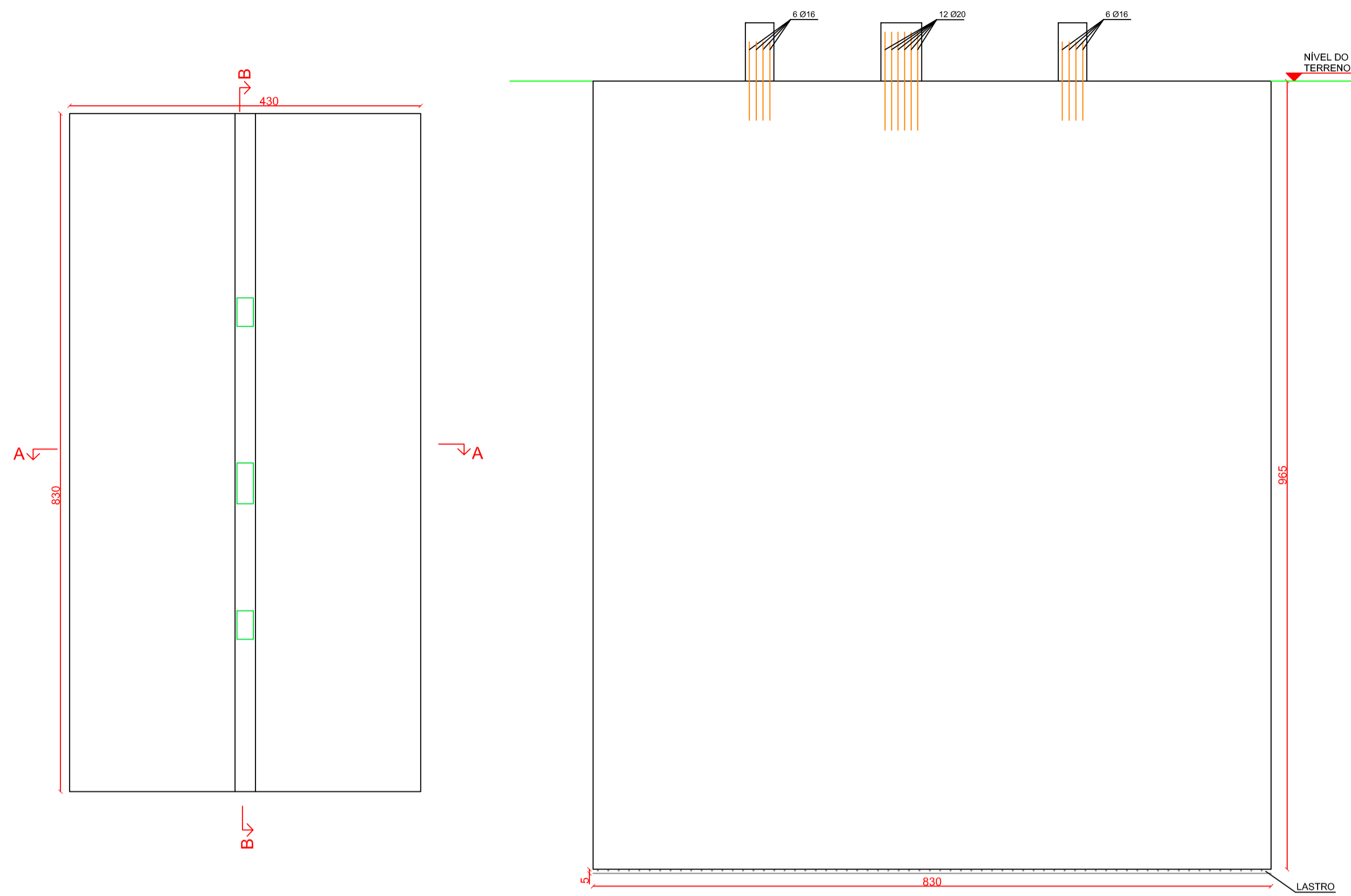
ESC: 1:50

R00

BL-01

P5/P8/P9

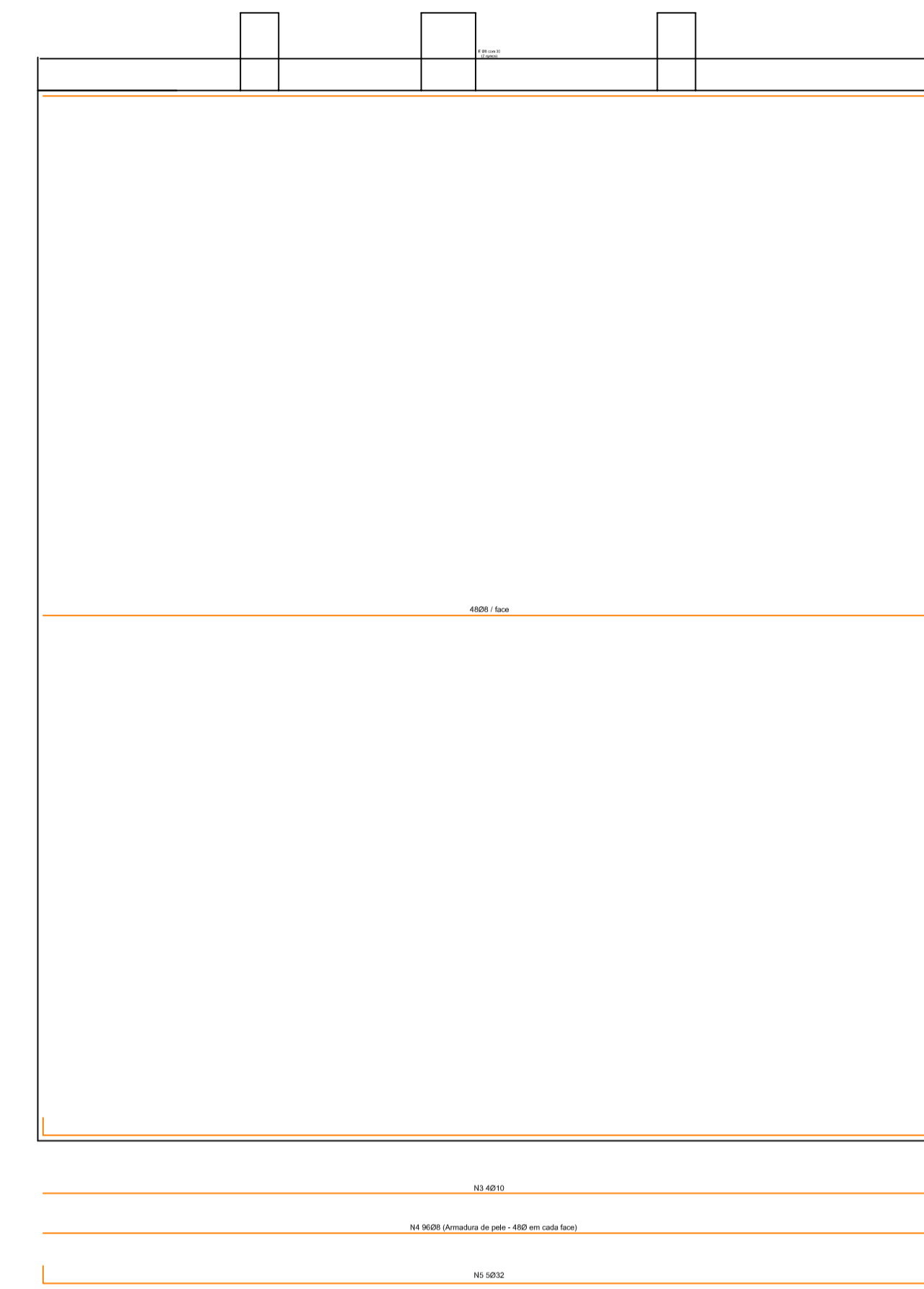
ARMADURA DO BLOCO



PLANTA BAIXA

CORTE AA

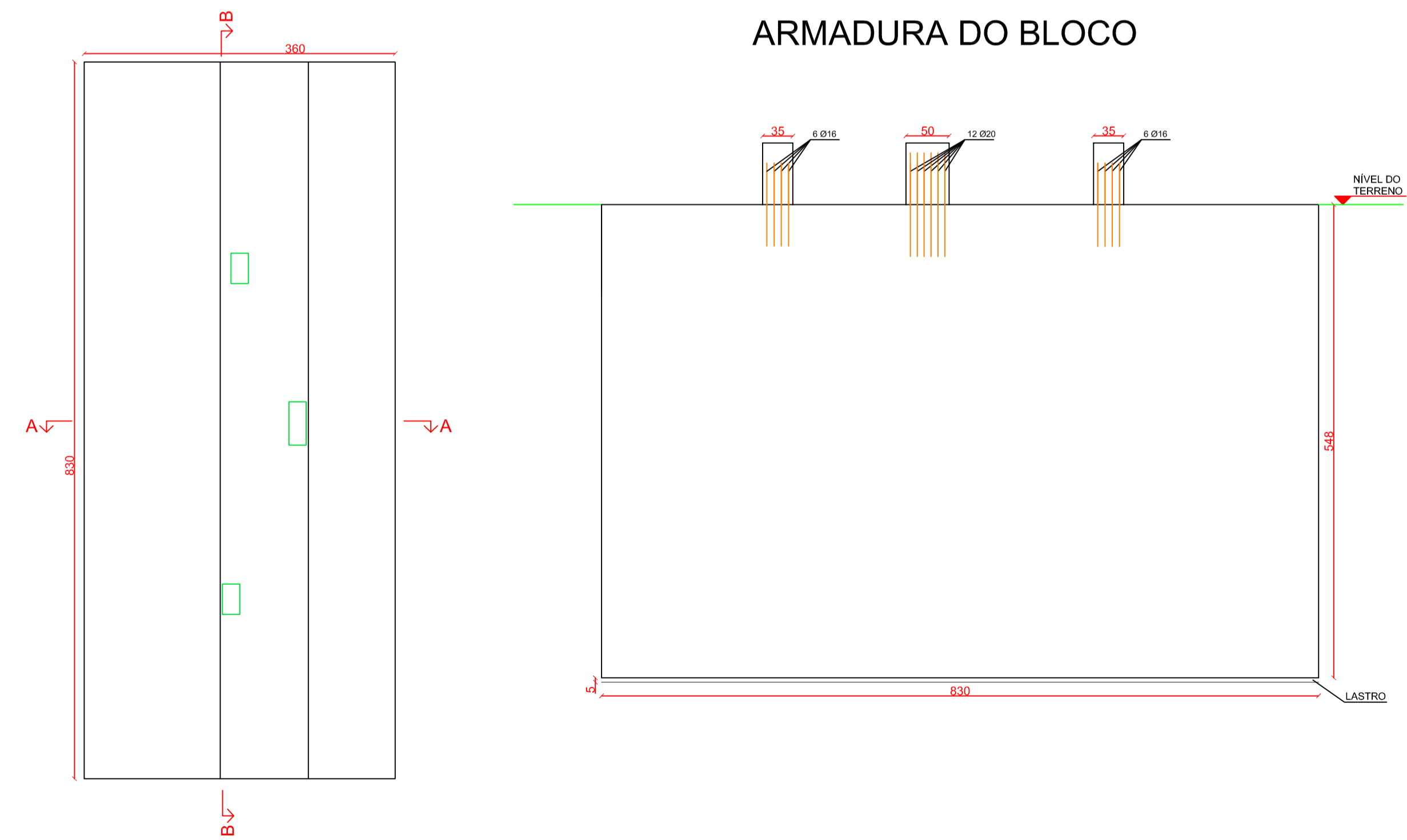
ARMADURA DA VIGA DE RIGIDEZ



DET. LONGITUDINAL

P18/P19/P22

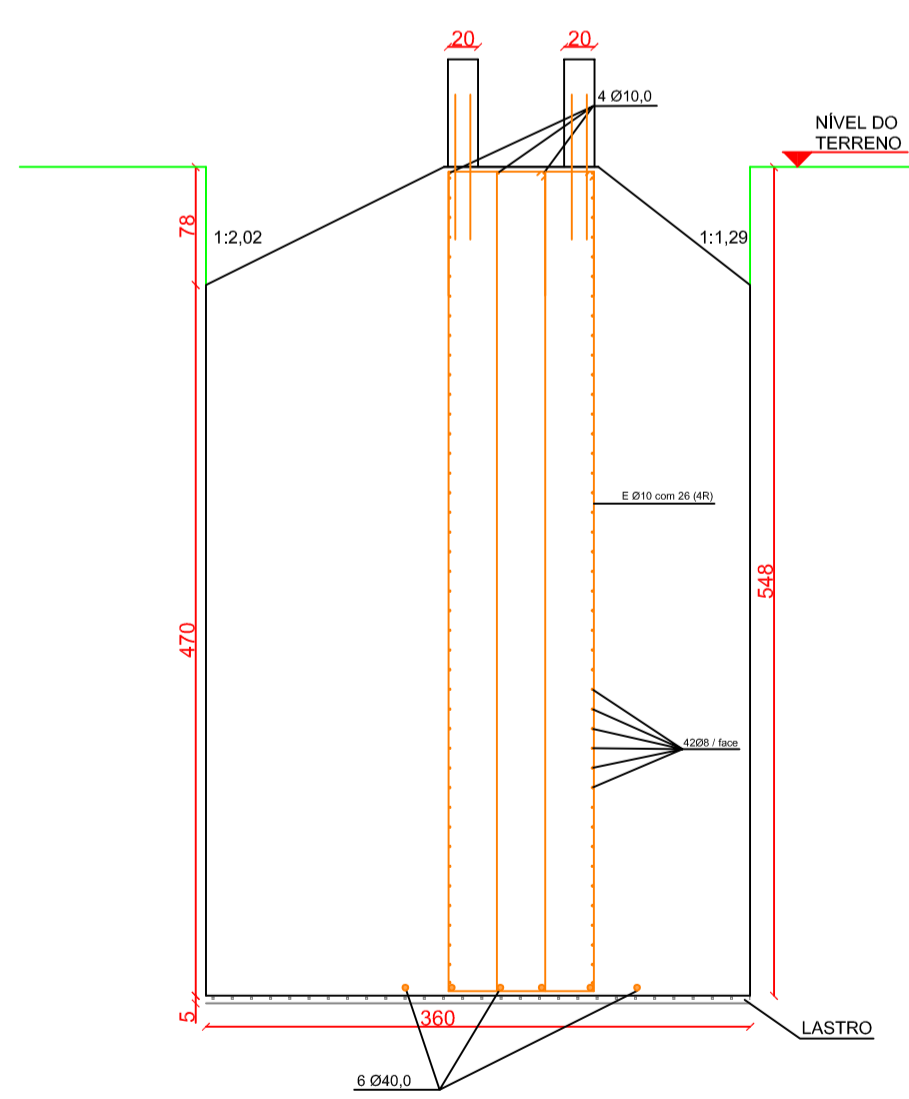
ARMADURA DO BLOCO



PLANTA BAIXA

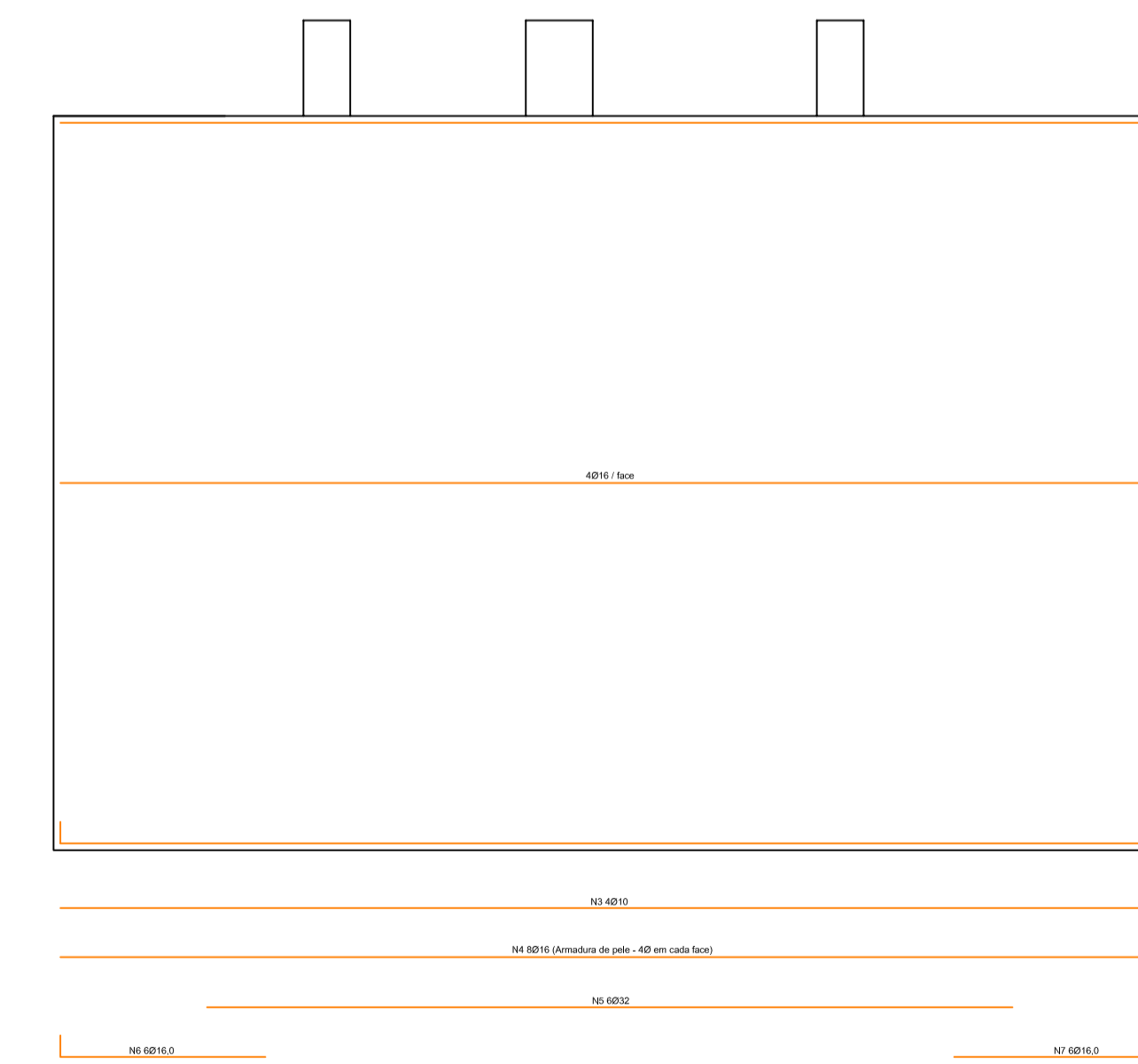
CORTE BB

ARMADURA DO BLOCO



CORTE AA

ARMADURA DA VIGA DE RIGIDEZ



DET. LONGITUDINAL

Elaborado por: Vinícius Gulias Nys
Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso

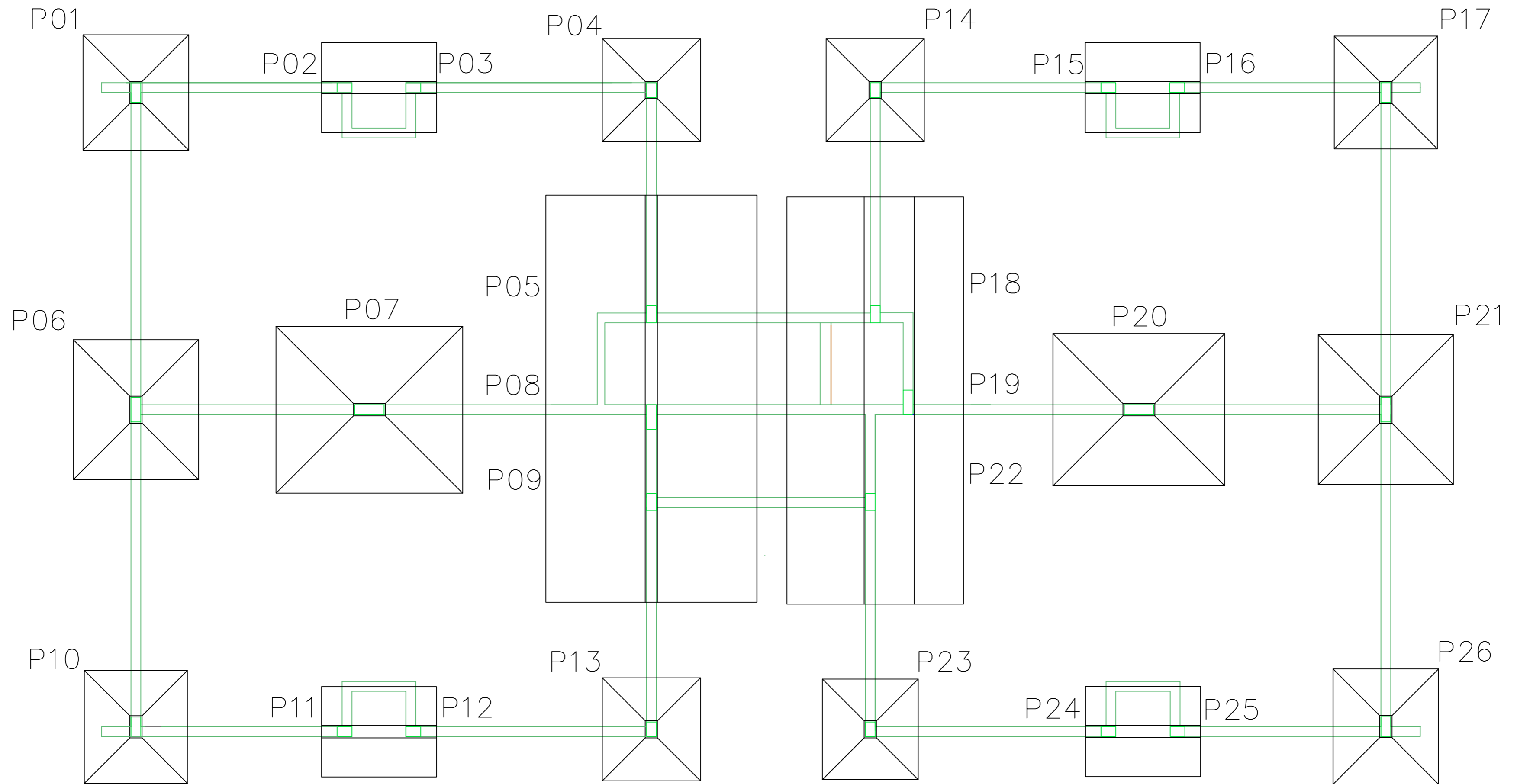
DET. BLOCOS

01/06/2020

ESC: 1:50

R00

BL-02

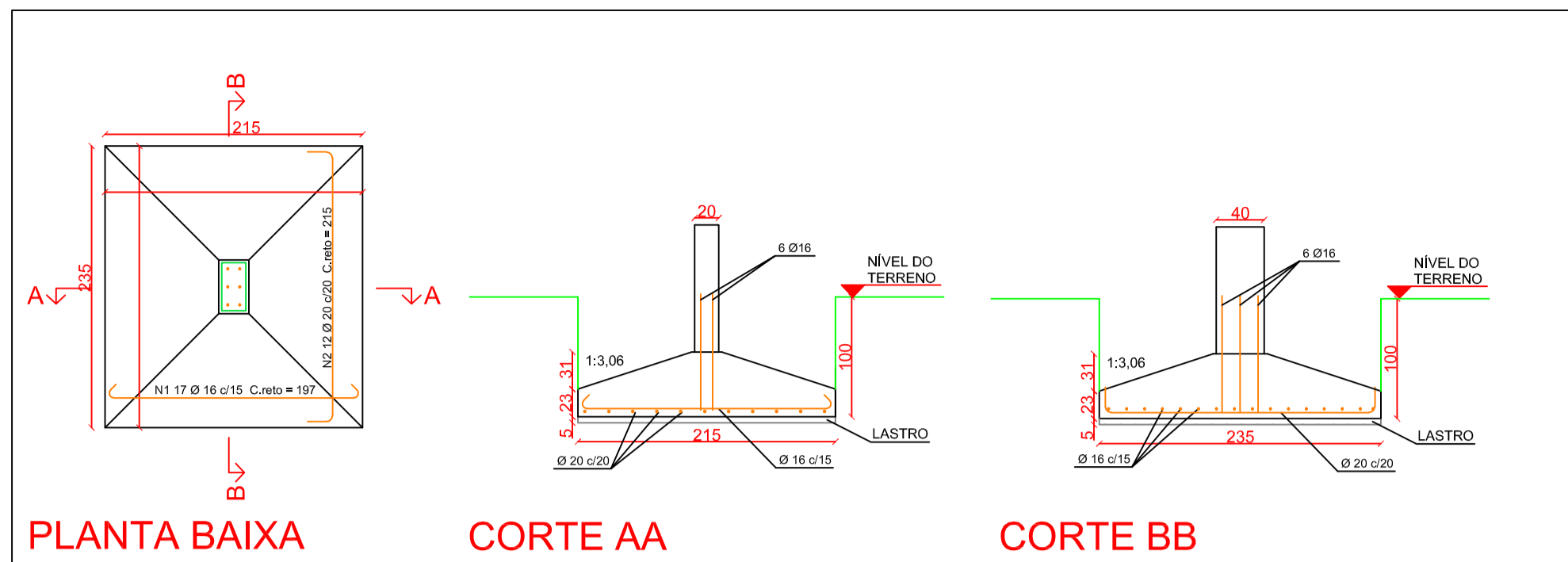


Elaborado por: Vinícius Gulias Nys			
Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso			
PLANTA BAIXA - GEOMETRIA DAS BASES			
01/06/2020	ESC: 1:75	R00	PB-UNICA

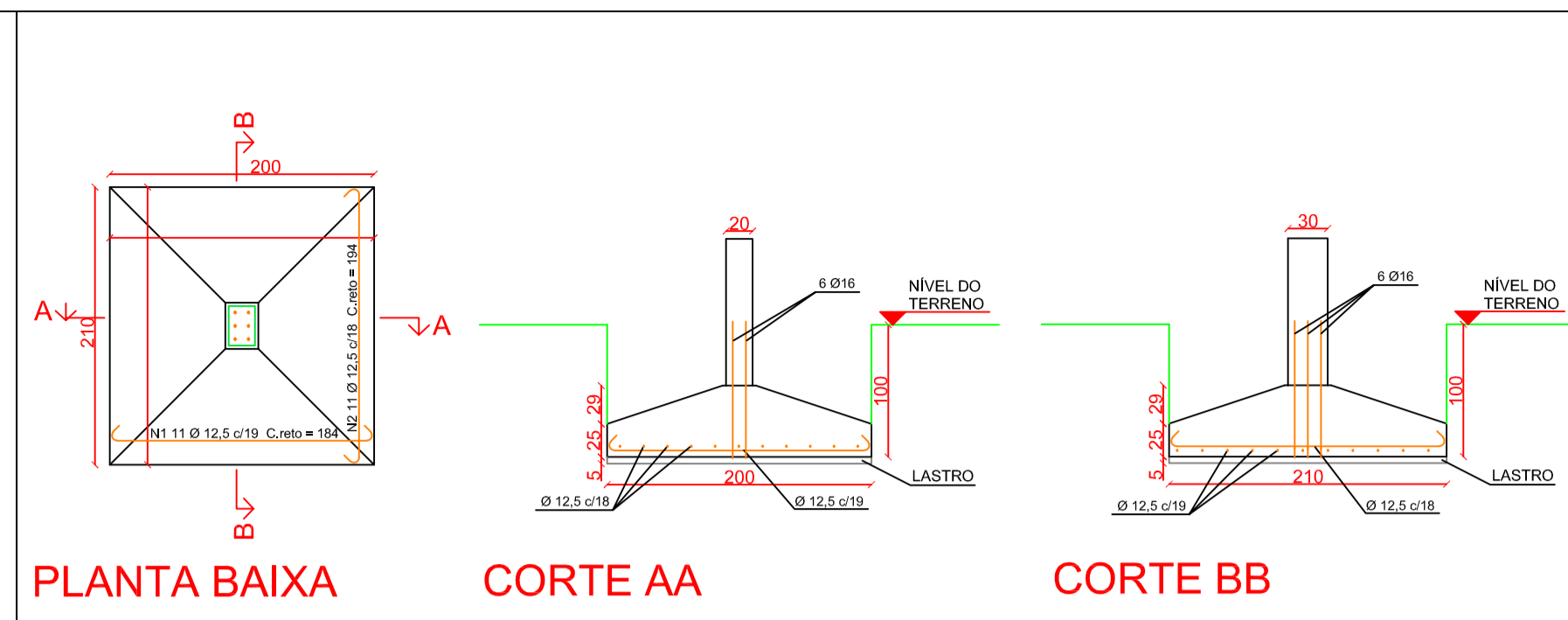
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

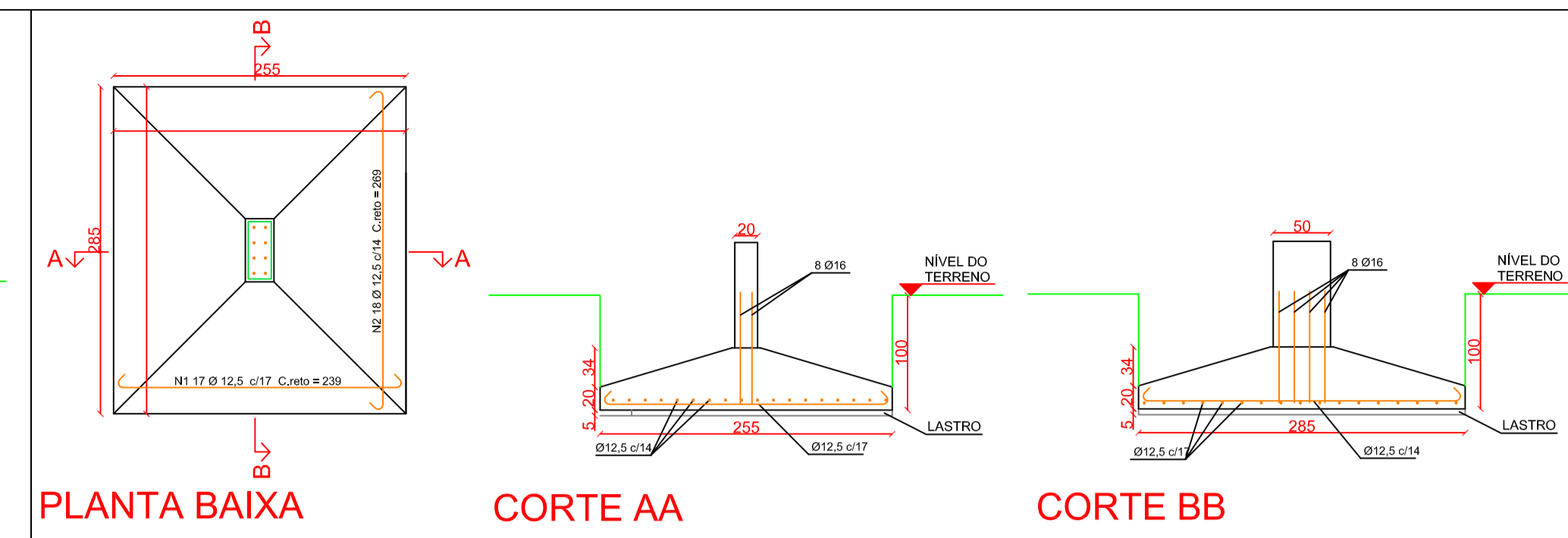
P01



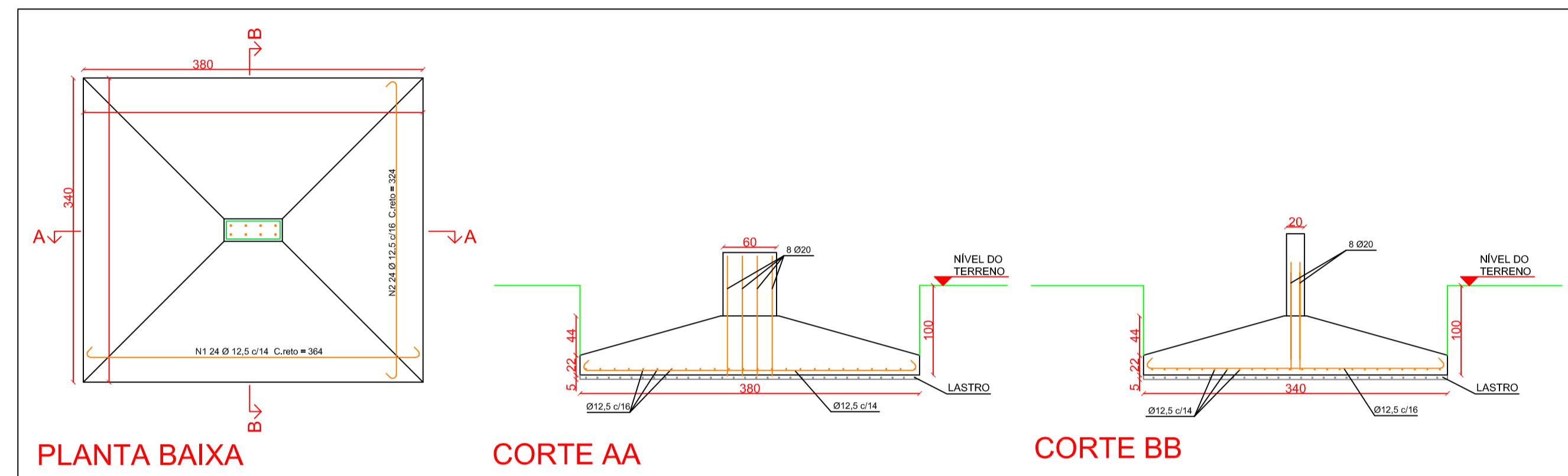
P04



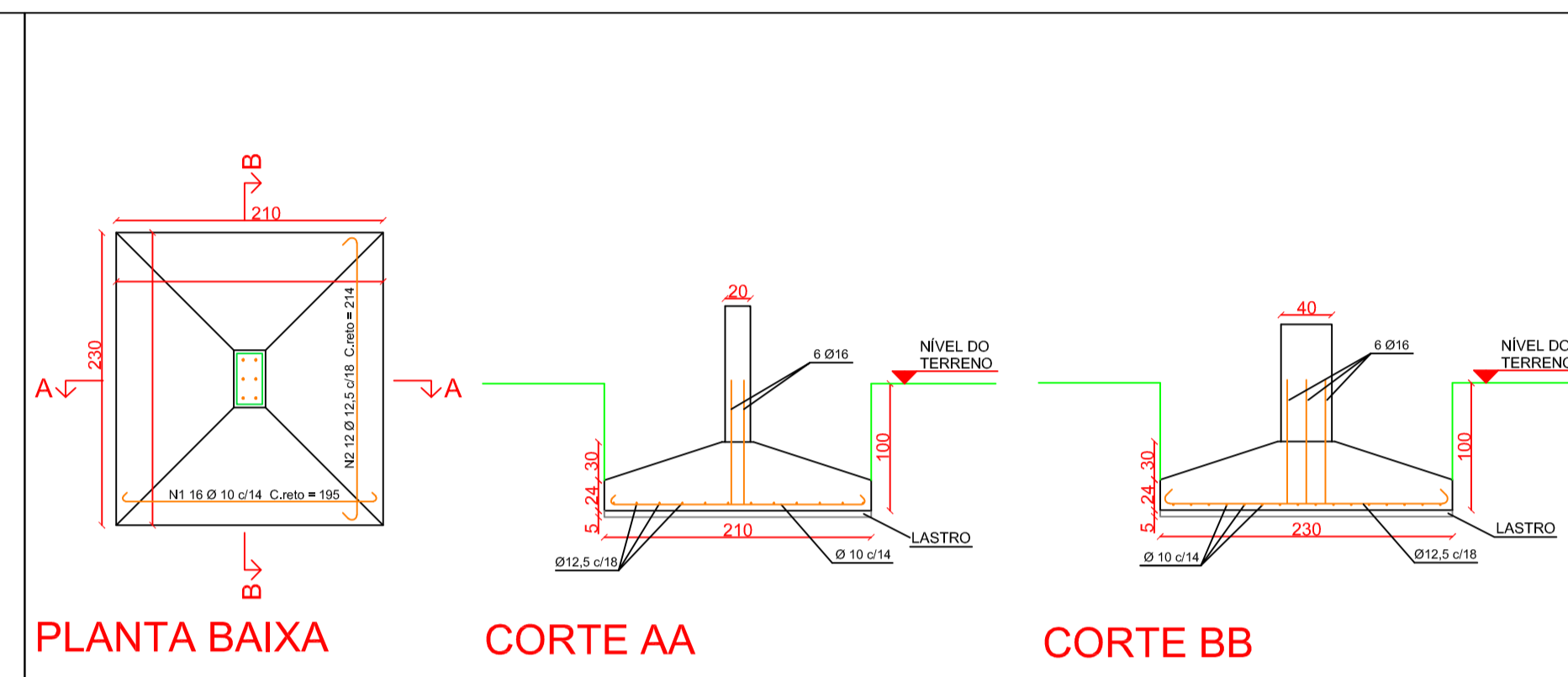
P06



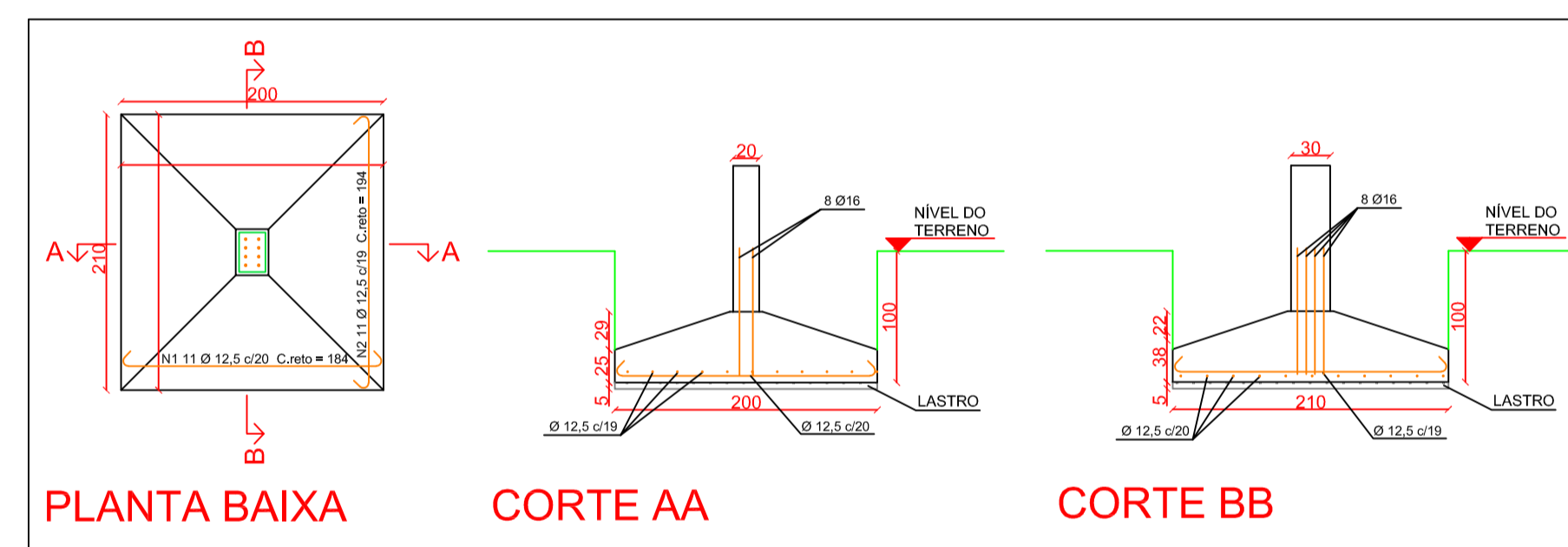
P07



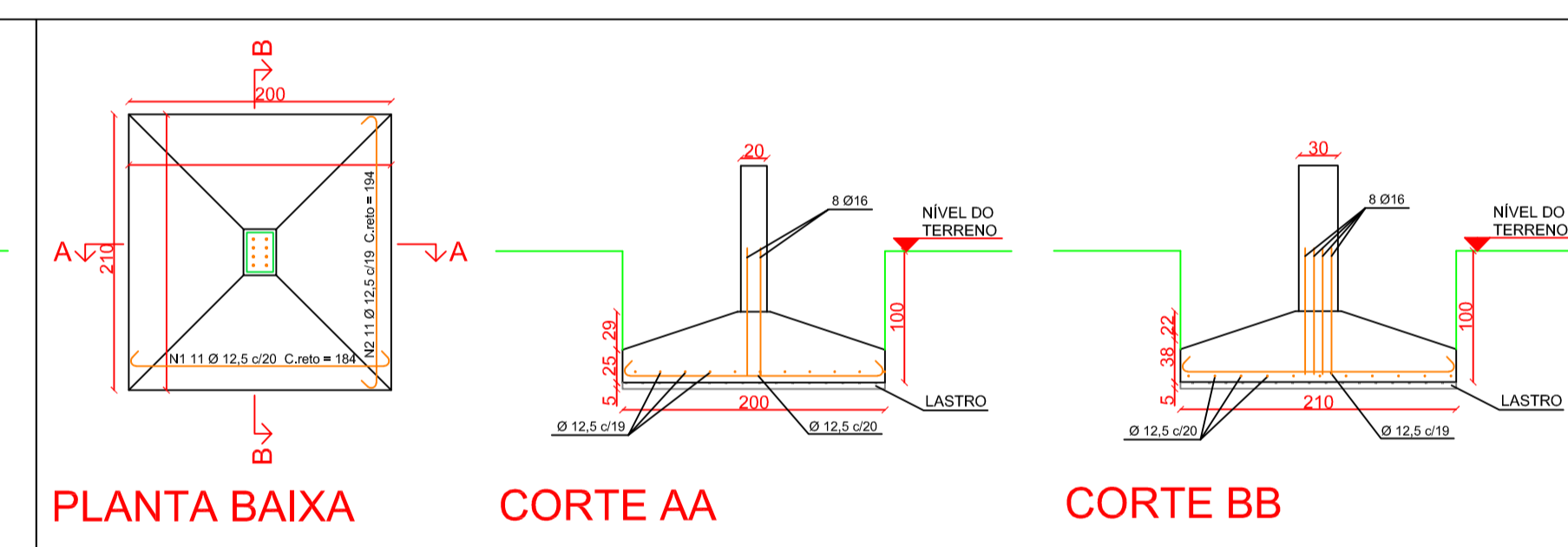
P10



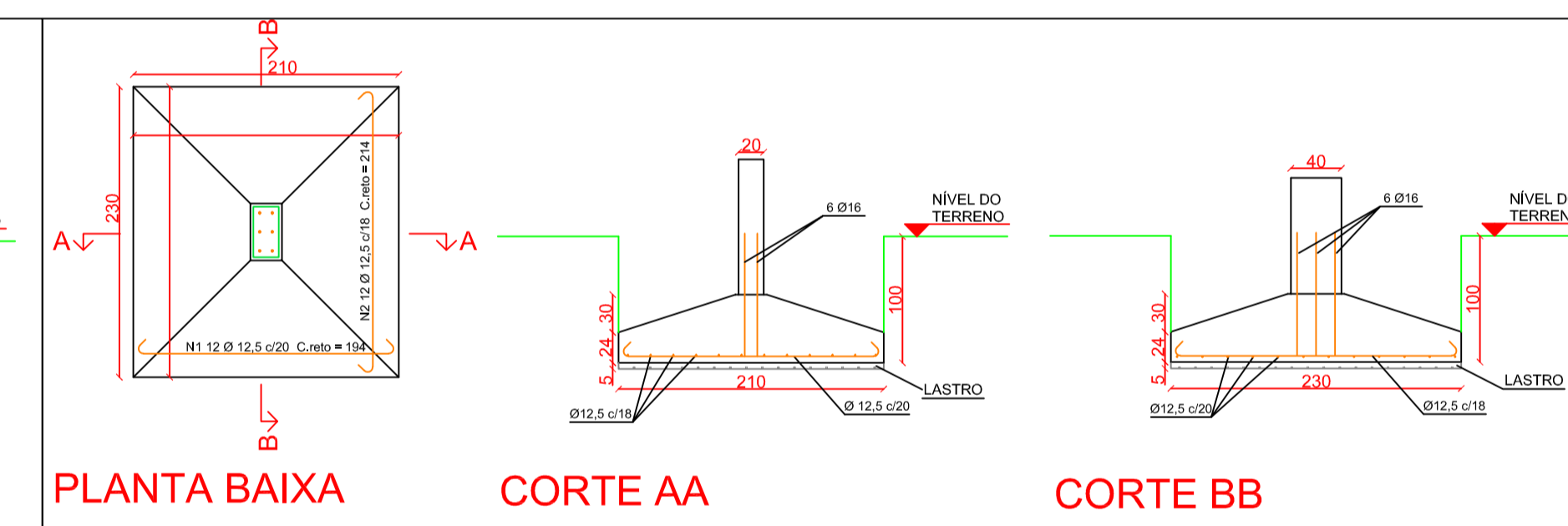
P13



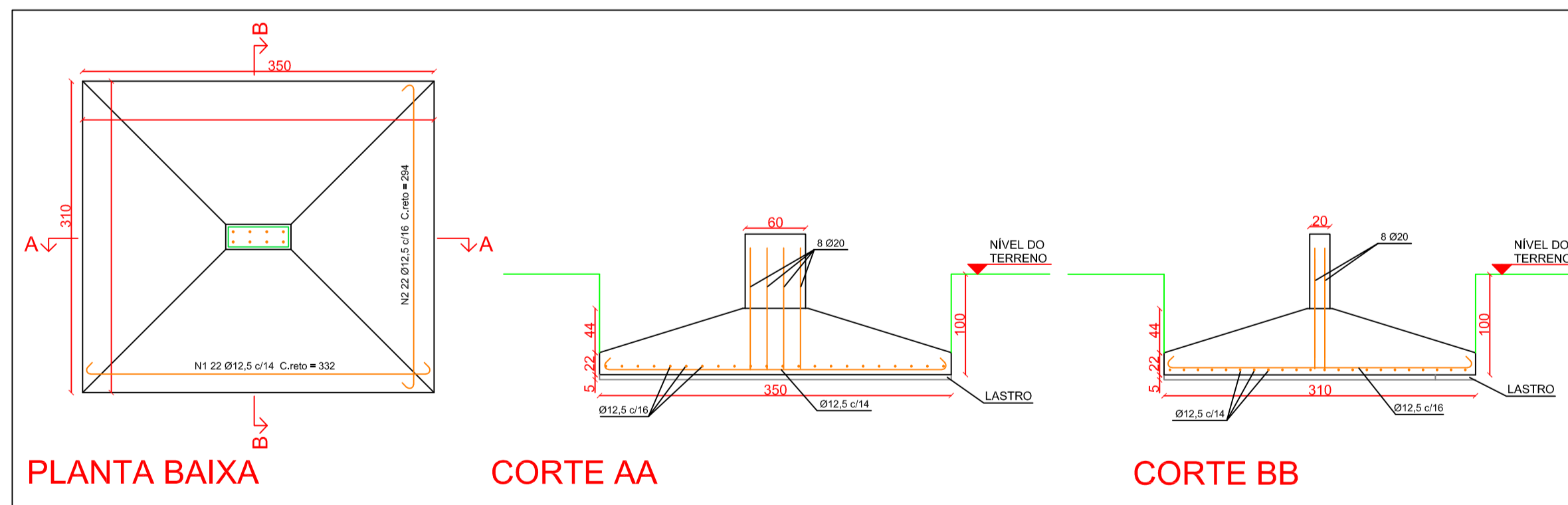
P14



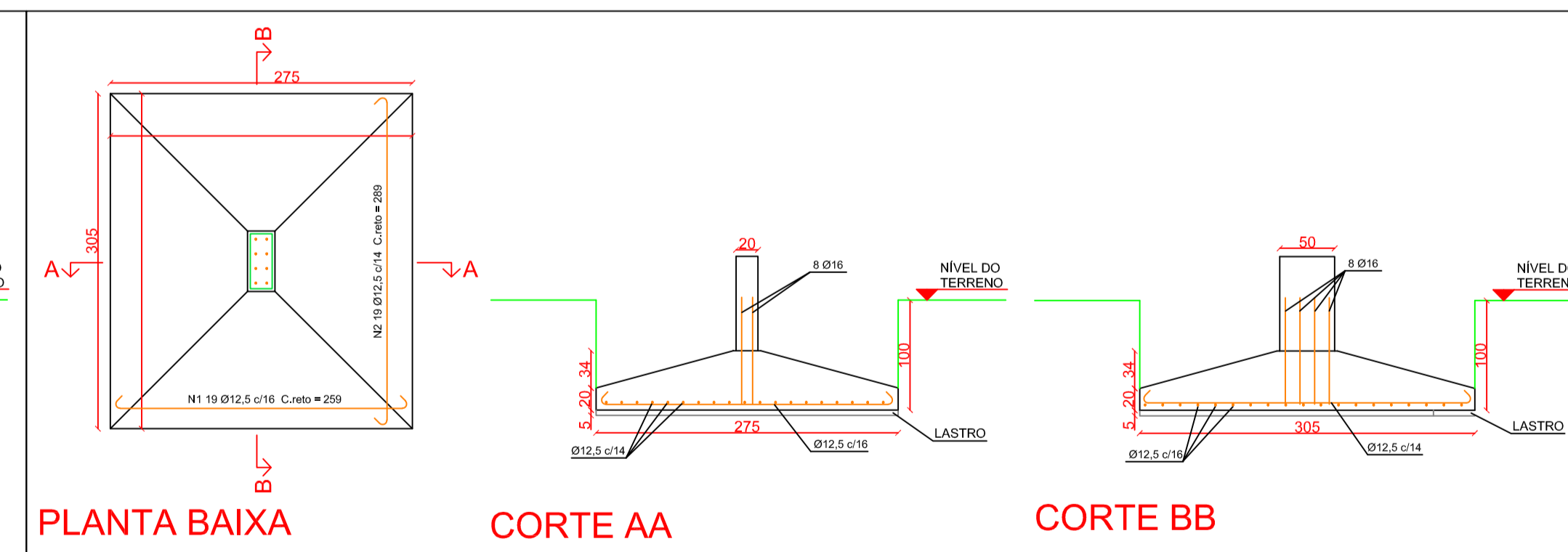
P17



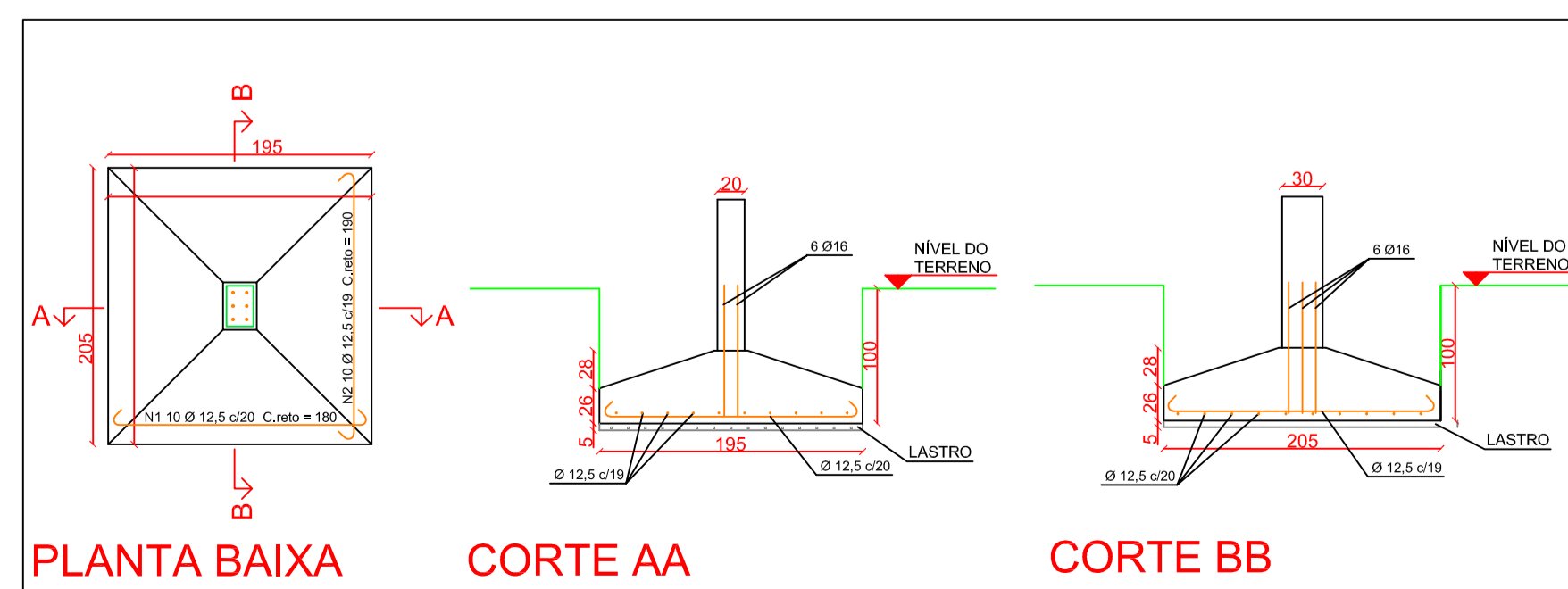
P20



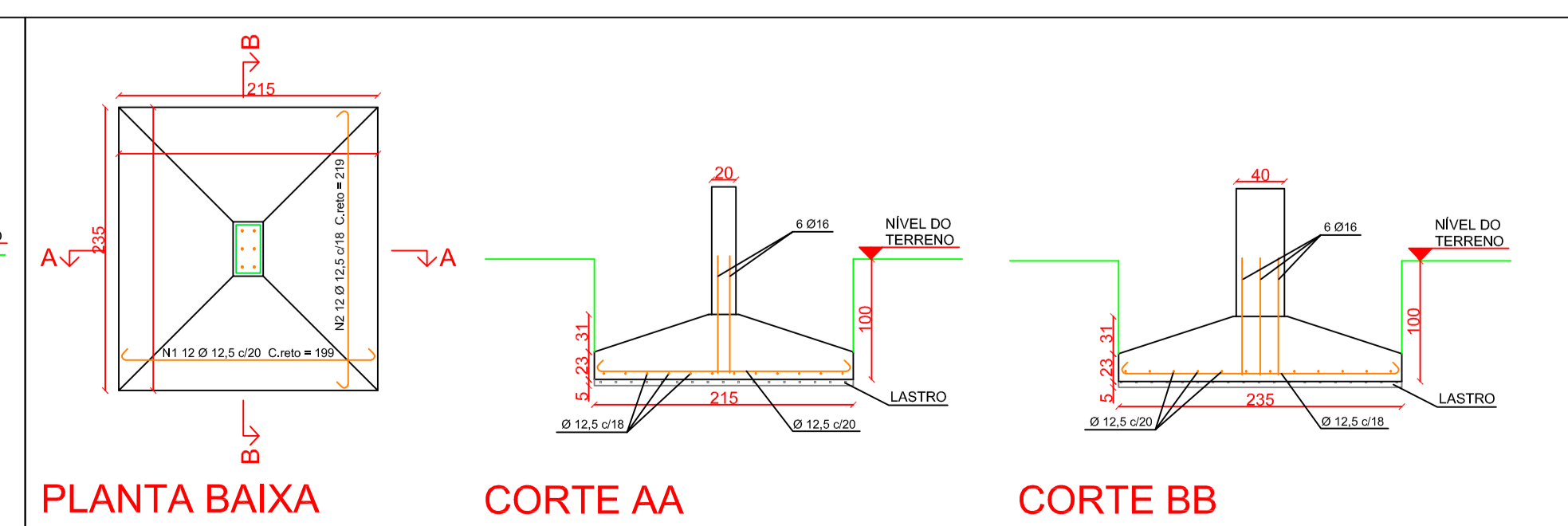
P21



P23



P26



Elaborado por: Vinicius Gulias Nys
Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso

DET. BLOCOS

01/06/2020

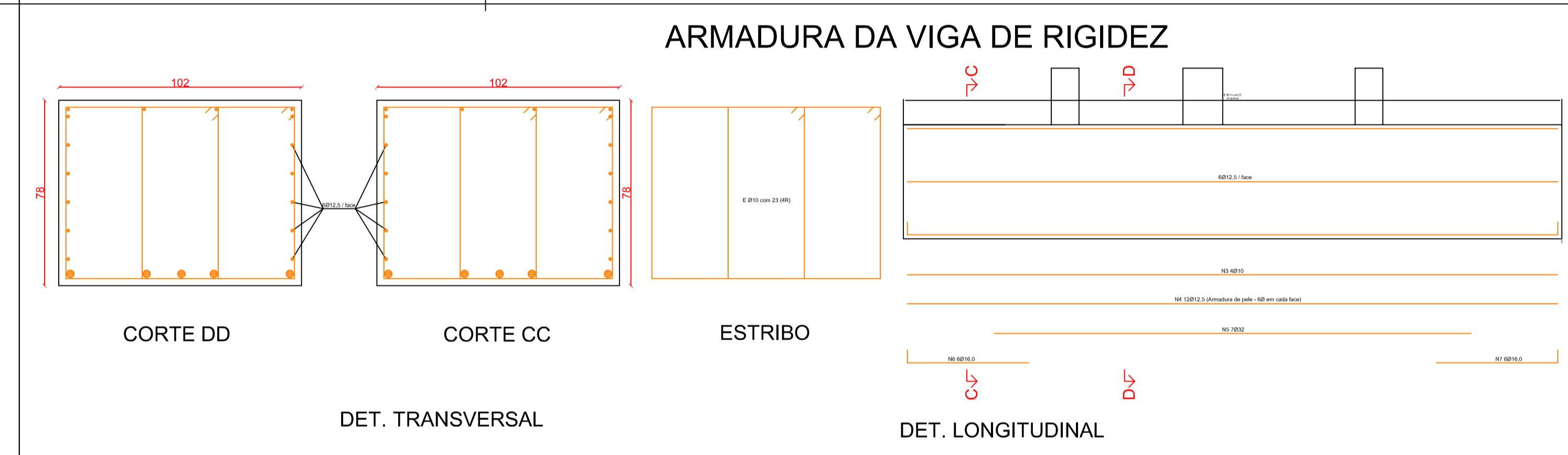
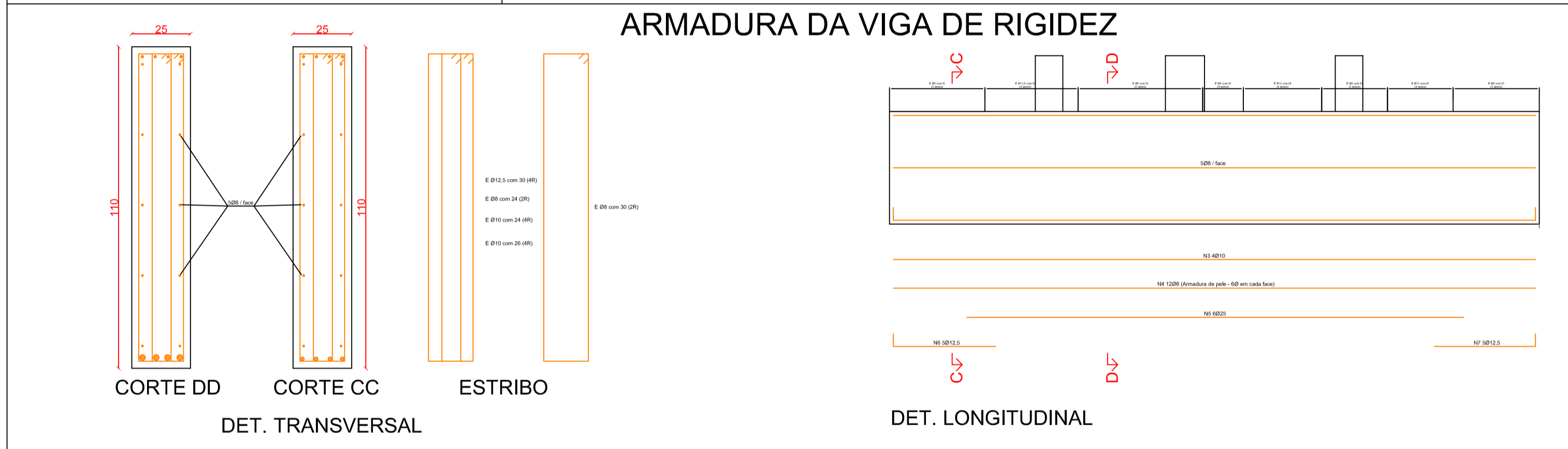
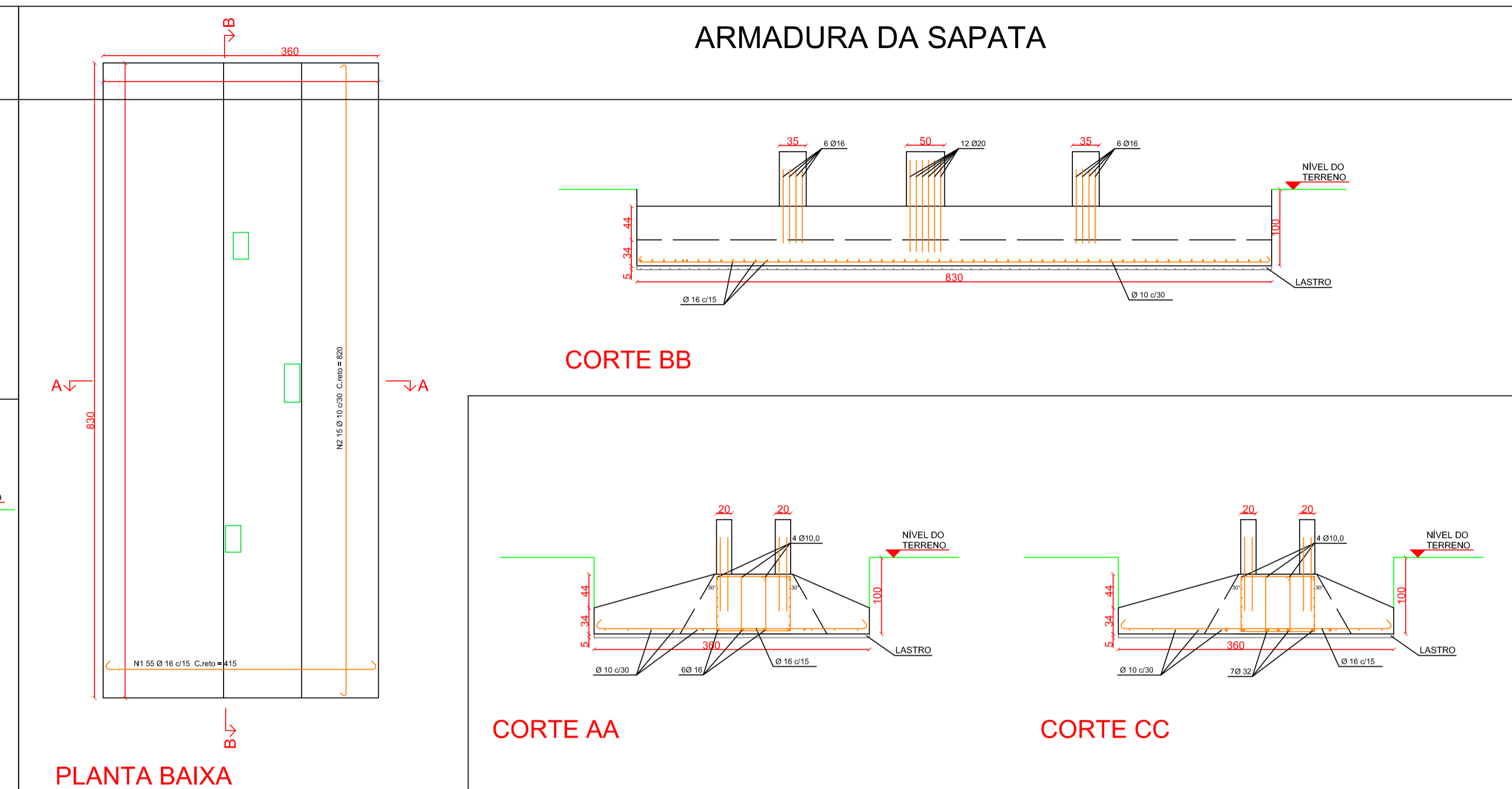
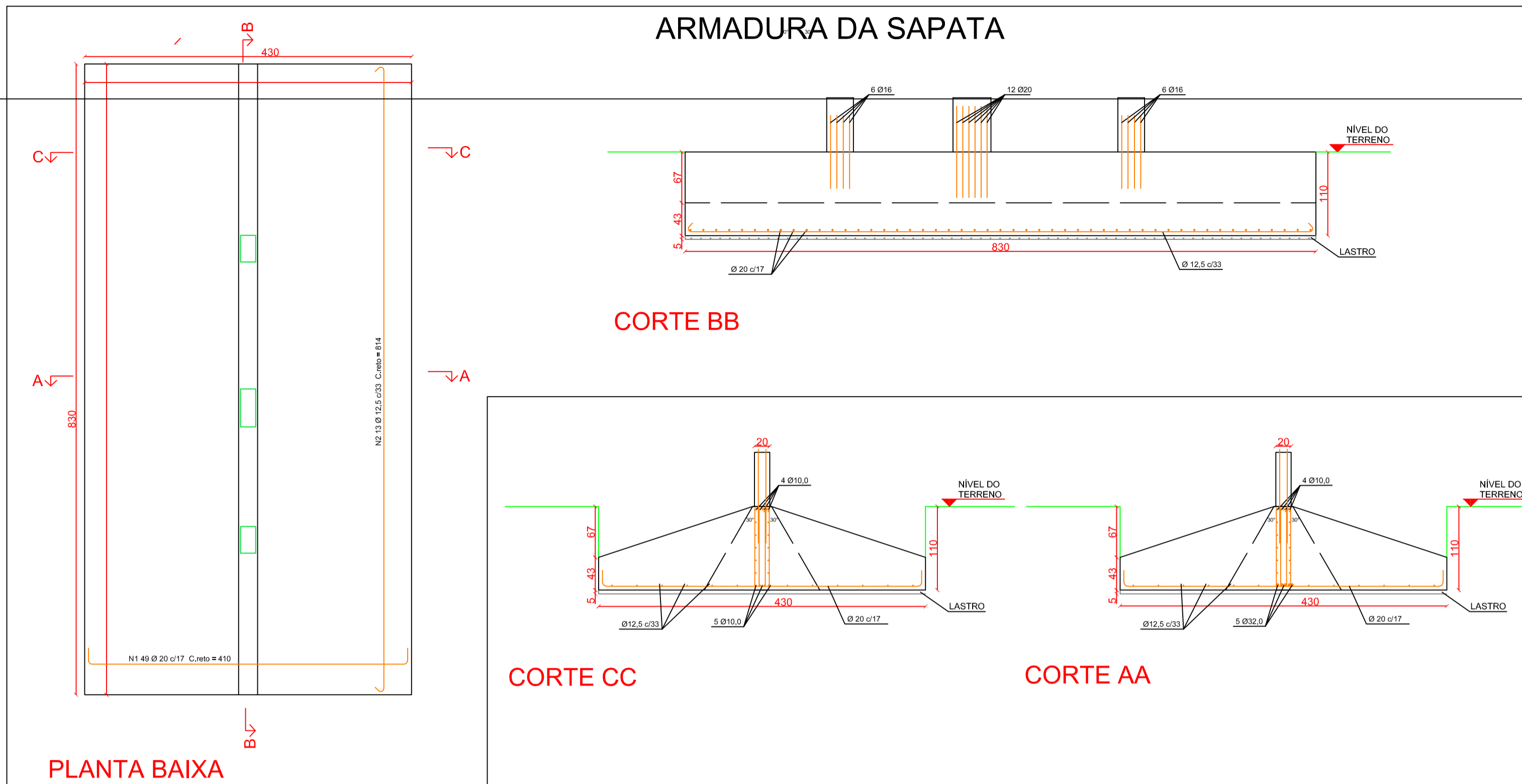
ESC: 1:50

R00

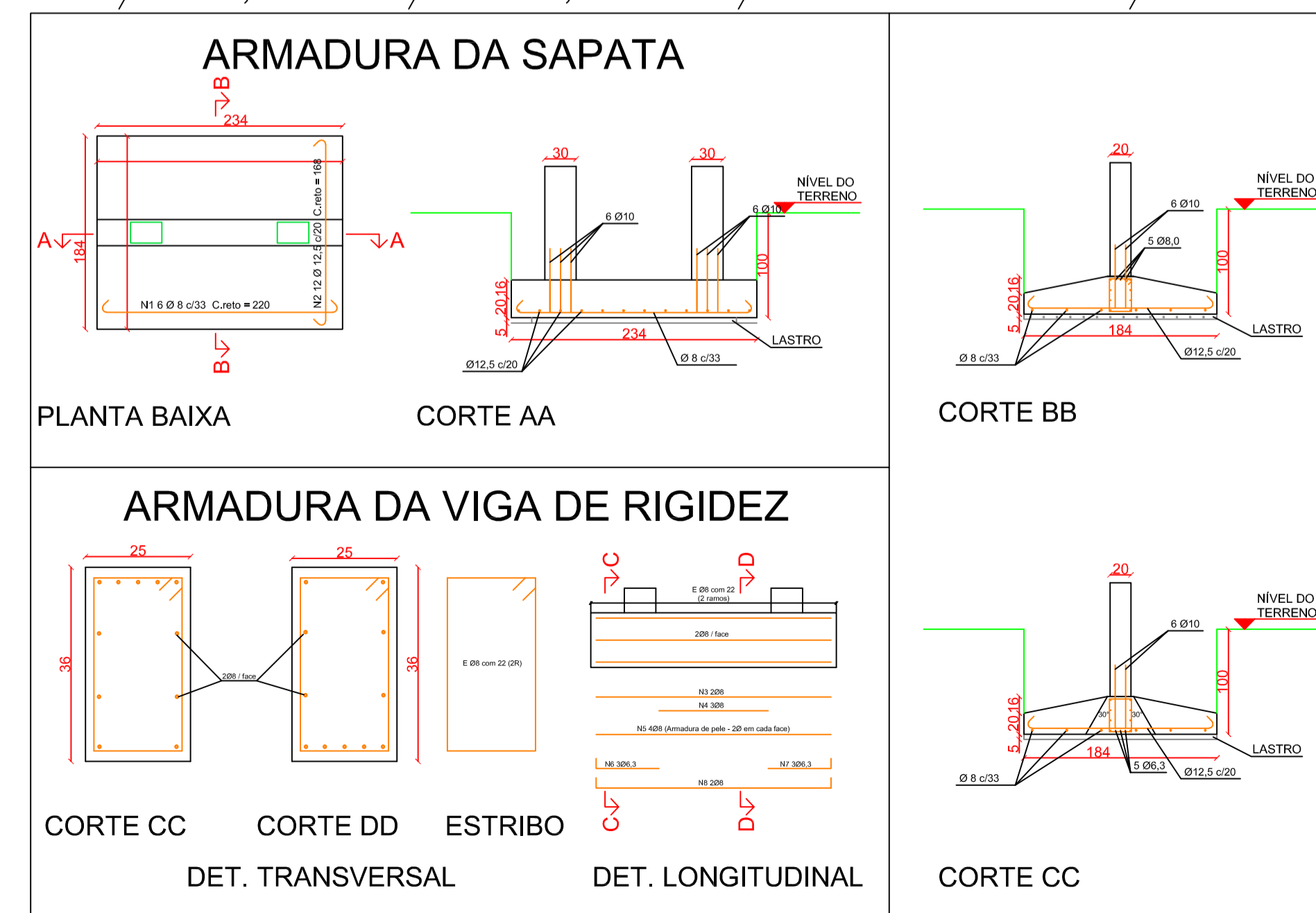
SF-01

P5/P8/P9

P18/P19/P22



P2/P3, P11/P12, P15/P16 e P24/P25



Elaborado por: Vinicius Gulias Nys
 Cliente: Trabalho de Conclusão de Curso
 DET. SAPATAS FLEXÍVEIS

01/06/2020 ESC: 1:50 R00 SF-02

ANEXO A - PERFIL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO



Fonte: EDLER, 2012

ANEXO B - PLANILHA DE CARGAS

Quadro 32: Dimensionamento da armadura longitudinal - Pilares													
Pavimento	Pilar	SOLICITAÇÕES CARACTERÍSTICAS					DIMENSÕES		ARMADURA LONGITUDINAL			Razão entre área de concreto e área de aço	Armadura mínima
		Normal	Momentos fletores				Largura x	Largura y	Nº de barras e bitola	Armadura calculada	As		
		N _k [kN]	M _{kx,i} [kN.m]	M _{kx,s} [kN.m]	M _{ky,i} [kN.m]	M _{ky,s} [kN.m]	hx [cm]	hy [cm]	n [und]	Ø [mm]	As [cm²]	As/Ac [%]	As,min [cm²]
Térreo	P01	-575	31	28,8	13,1	9,8	20	40	6	16	12,1	1,51%	0,485%
Térreo	P02	-239			15,92	13,2	20	30	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P03	-240			14,23	11,33	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P04	-442	31	41,2	10,6	0,62	20	30	6	16	12,1	2,01%	0,498%
Térreo	P05	-789	44,1	46,2	0,98	8,03	20	35	8	16	16,1	2,30%	0,762%
Térreo	P06	-1095	23,6	68,6	9,3	2,2	20	50	8	16	16,1	1,61%	0,740%
Térreo	P07	-1328			35,95	63,56	60	20	8	20	25,1	2,09%	0,837%
Térreo	P08	-1117	108	173,2	6,55	-0,93	20	50	12	20	37,7	3,77%	0,755%
Térreo	P09	-477	48,4	50	9,16	7,01	20	35	8	16	16,1	2,30%	0,460%
Térreo	P10	-458	-0,4	48,5	13,9	11,7	20	40	6	16	12,1	1,51%	0,485%
Térreo	P11	-239			15,92	13,2	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P12	-240			14,23	11,33	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P13	-452	29,2	38,3	15	9,93	20	30	8	16	16,1	2,68%	0,509%
Térreo	P14	-459	21,5	36,5	15	9,93	20	30	8	16	16,1	2,68%	0,517%
Térreo	P15	-240			14,23	11,33	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P16	-239			15,92	13,2	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P17	-549	31,3	43,1	13,9	11,7	20	40	6	16	12,1	1,51%	0,464%
Térreo	P18	-585	20,2	43,7	2,4	8,73	20	35	8	16	16,1	2,30%	0,565%
Térreo	P19	-1117	108	173,2	6,55	-0,93	20	50	12	20	37,7	3,77%	0,755%
Térreo	P20	-1328			35,95	63,56	60	20	8	20	25,1	2,09%	0,749%
Térreo	P21	-1056	25	73	19,75	13,8	20	50	8	16	16,1	1,61%	0,714%
Térreo	P22	-476	41,9	71,8	9,1	7,1	20	35	8	16	16,1	2,30%	0,459%
Térreo	P23	-324	3,9	43,9	15	9,93	20	30	6	16	12,1	2,01%	0,400%
Térreo	P24	-240			14,23	11,33	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P25	-239			15,92	13,2	30	20	6	10	4,7	0,79%	0,400%
Térreo	P26	-575	31	28,8	13,1	9,8	20	40	6	16	12,1	1,51%	0,49%

Fonte: AZEVEDO JUNIOR, 2019

ANEXO C – TABELAS DE COEFICIENTES K_C E K_S

A1. Valores de K_C e K_S

Diagrama retangular $K_C = b \cdot d^2 / M_d$ (b e d em cm; M_d em kN · cm)

Limite	$K_C = x/d$	$K_S = z/d$	f_{yk} (MPa)								K_C (Aço CA)	
			15	20	25	30	35	40	45	50	25	50
	0,020	0,992	69,18	51,89	41,51	34,59	29,65	25,94	23,06	20,75	0,0464	0,0232
	0,040	0,9840	34,87	26,15	20,92	17,44	14,95	13,08	11,62	10,46	0,0467	0,0234
	0,050	0,9800	28,01	21,01	16,82	14,01	12,00	10,50	9,34	8,40	0,0469	0,0235
	0,080	0,9680	17,72	13,29	10,63	8,86	7,60	6,65	5,91	5,32	0,0475	0,0240
	0,100	0,9600	14,30	10,72	8,58	7,15	6,13	5,36	4,77	4,29	0,0479	0,0240
	0,120	0,9520	12,01	9,01	7,21	6,01	5,15	4,51	4,00	3,60	0,0483	0,0242
	0,140	0,9440	10,39	7,79	6,23	5,19	4,45	3,89	3,46	3,12	0,0487	0,0244
	0,150	0,9400	9,73	7,30	5,84	4,87	4,17	3,65	3,24	2,92	0,0489	0,0245
2a	0,167	0,9332	8,81	6,61	5,28	4,40	3,77	3,30	2,94	2,64	0,0493	0,0246
	0,200	0,9200	7,46	5,59	4,48	3,73	3,20	2,80	2,49	2,24	0,0500	0,0250
	0,220	0,9120	6,84	5,13	4,10	3,42	2,93	2,57	2,28	2,05	0,0504	0,0252
	0,2400	0,9040	6,33	4,74	3,80	3,16	2,71	2,37	2,11	1,90	0,0513	0,0257
2b	0,259	0,8964	5,91	4,43	3,55	2,96	2,53	2,22	1,97	1,77	0,0513	0,0257
	0,260	0,8960	5,89	4,42	3,54	2,95	2,53	2,21	1,96	1,77	0,0513	0,0257
	0,280	0,8880	5,52	4,14	3,31	2,76	2,37	2,07	1,84	1,66	0,0518	0,0259
	0,300	0,8800	5,20	3,90	3,12	2,60	2,23	1,95	1,73	1,56	0,0523	0,0261
	0,320	0,8720	4,92	3,69	2,95	2,46	2,11	1,84	1,64	1,48	0,0528	0,0264
	0,340	0,8640	4,67	3,5	2,80	2,34	2,0	1,75	1,56	1,40	0,0532	0,0266
	0,360	0,8560	4,45	3,34	2,67	2,23	1,91	1,67	1,48	1,34	0,0537	0,0269
	0,380	0,8480	4,26	3,19	2,56	2,13	1,83	1,60	1,42	1,28	0,0542	0,0271
	0,420	0,8320	3,93	2,95	2,36	1,96	1,68	1,47	1,37	1,18	0,0553	0,0276
	0,440	0,8240	3,79	2,84	2,27	1,89	1,62	1,42	1,26	1,14	0,0558	0,0279
	0,460	0,8160	3,66	2,74	2,19	1,83	1,57	1,37	1,22	1,10	0,0564	0,0282
	0,480	0,8080	3,54	2,65	2,12	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,0569	0,0285
	0,500	0,8000	3,43	2,57	2,06	1,72	1,47	1,29	1,14	1,03	0,0575	0,0288
	0,520	0,7920	3,33	2,50	2,00	1,67	1,43	1,25	1,11	1,00	0,0581	0,0290
	0,540	0,7840	3,24	2,43	1,95	1,62	1,39	1,22	1,08	0,97	0,0587	0,0293
	0,560	0,7760	3,16	2,37	1,90	1,58	1,35	1,18	1,05	0,95	0,0593	0,0296
	0,580	0,7680	3,08	2,31	1,85	1,54	1,32	1,16	1,03	0,92	0,0599	0,0299
	0,600	0,7600	3,01	2,26	1,81	1,50	1,29	1,13	1,00	0,90	0,0605	0,0303
CA-50	0,620	0,7520	2,94	2,21	1,77	1,47	1,26	1,10	0,98	0,88	0,0612	0,0306
3	0,628	0,7487	2,92	2,19	1,75	1,46	1,25	1,09	0,97	0,88	0,0614	0,0307
	0,640	0,7440	2,88	2,16	1,73	1,44	1,24	1,08	0,96	0,86	0,0618	
	0,680	0,7280	2,77	2,08	1,66	1,39	1,19	1,04	0,92	0,83	0,0632	
	0,700	0,7200	2,72	2,04	1,63	1,36	1,15	1,00	0,89	0,80	0,0646	
	0,720	0,7120	2,68	2,01	1,61	1,34	1,15	1,00	0,89	0,80	0,0646	
	0,740	0,7040	2,63	1,98	1,58	1,32	1,13	0,99	0,88	0,79	0,0653	
CA-25	0,760	0,6960	2,59	1,95	1,56	1,30	1,11	0,97	0,86	0,78	0,0661	
3	0,771	0,6913	2,57	1,93	1,54	1,29	1,10	0,96	0,86	0,77	0,0665	

Fonte: CAMPOS, 2015