

PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS RÍGIDAS DIMENSIONADAS POR
SOFTWARE ESTRUTURAL VERIFICADO POR METODOLOGIA MANUAL

Paulo Renato Ficks Júnior

Porto Alegre
Novembro de 2020

PAULO RENATO FICKS JÚNIOR

**PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS RÍGIDAS DIMENSIONADAS POR
SOFTWARE ESTRUTURAL COM VERIFICAÇÃO POR METODOLOGIA MANUAL**

Trabalho de conclusão de curso, na modalidade de projeto, apresentado à Comissão de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Estado do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção de título de Engenheiro Civil.

Porto Alegre
Novembro de 2020

Página reservada à ficha catalográfica

PAULO RENATO FICKS JÚNIOR

**PROJETO DE FUNDAÇÕES POR SAPATAS RÍGIDAS DIMENSIONADAS POR
SOFTWARE ESTRUTURAL COM VERIFICAÇÃO POR METODOLOGIA MANUAL**

Este trabalho de conclusão de curso, na modalidade de projeto, foi julgado adequado para a obtenção de título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil, da Escola de Engenharia, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 30 de novembro de 2020

Banca examinadora

Prof. Cesar Alberto Ruver.

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Orientador

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)

Ph.D. pela Pennsylvania State University (EUA)

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos, em especial a minha mãe Thais que é o meu maior exemplo de mulher e mãe, que não poupou esforços até eu conquistar o meu sonho de me graduar. Mãe, esta vitória é nossa!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a todas as pessoas que fizeram parte da minha vida, familiares e amigos, que foram importantes desde o momento que entrei na Universidade Federal do Rio Grande do Sul até o momento de colação de grau, que acontecerá em breve.

Agradeço também a minha companheira e amada Débora, que me acompanhou nesta reta final de curso, justamente no momento de transição entre Universidades, momento difícil. Você me fez uma pessoa mais madura.

Sou grato também ao meu orientador, professor Cesar Alberto Ruver, que apesar da sua intensa rotina acadêmica e dos horários em que poderia estar se dedicando à sua própria família, aceitou me orientar neste projeto e que com toda a atenção dispensada ao trabalho foi possível a conclusão satisfatória. Seus conhecimentos fizeram grande diferença no resultado deste trabalho.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, a qual faço parte desde 2008/2 e a todo o corpo docente e funcionários da Escola de Engenharia, que foram impactantes para a minha vida acadêmica.

Agradeço, também, aos meus colegas de curso que foram meus parceiros durante a graduação, que nós nos vejamos no mercado como aliados.

Por último, em especial gostaria de agradecer à minha mãe Thais, e ao meu pai Paulo que me apoiaram desde o início, e ainda me apoiam até hoje, incentivando, passando valores e o amor necessário para eu me tornar, não somente engenheiro, mas a pessoa que sou.

*“A Estrada segue sempre avante
Da porta onde é seu começo.
Já longe a Estrada vai, constante,
E eu vou por ela sem tropeço,
Seguindo-a com pés ansiosos,
Pois outra estrada vou achar
Onde há encontros numerosos.
Depois? Não posso adivinhar.”*

J.R.R. Tolkien

RESUMO

FICKS, P. R., Projeto de Fundações por Sapatas Rígidas Dimensionadas por Software Estrutural com Verificação por Metodologia Manual.

O tema deste Trabalho de Conclusão de Curso é executar um projeto de fundações de sapatas rígidas, considerando o dimensionamento geotécnico e estrutural. O principal objetivo é fazer o dimensionamento de 18 sapatas rígidas isoladas por método computacional com uso de *software* estrutural, fazendo a verificação, por meio de comparação com a metodologia manual, com emprego de soluções tradicionais de dimensionamento. O método computacional é realizado através do *software* estrutural TQS, versão 21, modo estudantil, no aplicativo interno TQS Fundações. O estudo da metodologia manual foi feito a partir da elaboração de planilha eletrônica para facilitar os cálculos. Por tratar-se de um software estrutural, o dimensionamento geotécnico (determinação das tensões admissíveis e recalques) deve ser feito em paralelo. Embora o software seja automatizado, foi necessário informar a tensão admissível do solo, sendo esta obtida a partir da média das tensões admissíveis determinadas pela metodologia manual. A média das tensões foi utilizada justamente por não se conhecer os locais reais das localizações dos ensaios SPT, caso existisse esta informação o correto seria utilizar valores com ponderação com relação à distância das sapatas aos furos do ensaio de SPT. Inicialmente foi feita a análise do comportamento do solo, com o objetivo de determinar os parâmetros a partir de ensaios de simples reconhecimento (SPT). Depois, foi realizado o cálculo das tensões admissíveis no solo por métodos teórico e semiempíricos. Além disso, a determinação dos recalques, necessários para a verificação do estado limite de serviços (ELS), foi feito pela metodologia manual. Após o dimensionamento geotécnico, foi feito o dimensionamento estrutural pelas duas metodologias (software e manual) seguindo as verificações exigidas em normas como NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6122 (ABNT, 2019). No comparativo das duas metodologias, verificou-se as áreas das fundações e as áreas de aço calculadas e utilizadas, bem como os quantitativos de material (volume de concreto e peso de aço). Pelas análises, verifica-se que as áreas das fundações e de aço são equivalentes em ambas as metodologias, validando a aplicação do software. A diferença entre o volume de concreto foi de 3,17%, sendo a maior quantidade de concreto registrada pela metodologia analítica. Em termos de somatório de seção e de massa de aço empregada, a maior quantidade de aço foi registrada pelo software e a diferença foi de 5,38% e 27%, com relação aos métodos manuais. Ao final é apresentada a concepção do projeto (detalhamento) efetuado pelo software.

Palavras-Chave: Dimensionamento de sapatas, interação solo estrutura, sapata rígida isolada

ABSTRACT

FICKS, P. R., Projeto de Fundações por Sapatas Rígidas dimensionado por Software Estrutural verificado por metodologia manual

The theme of this study is the design of rigid foundations, considering geotechnical and structural aspects. The main objective is the design of 18 footings using structural software, verifying by comparison manual method. The computational method is performed using the structural software TQS, version 21, student license, using its “*TQS Fundações*” module. The manual method was carried out with electronic spreadsheet to facilitate processes. The software, since it primarily for structural design, geotechnical design must be prepared outside the software. Although the software is fully functional, it was necessary to inform the admissible soil strength, which is obtained from the arithmetic mean of values determined by manual methodology. The manual methodology begins with the analysis of the soil behavior, with the objective of determining, from Standard Penetration Test (SPT), the soil parameters. After that, the admissible soil strength is calculated based on theoretical and semiempirical methods. Moreover, the vertical deformation, used to verify the service state limit (SSL), was carried out only with the manual methodology. Finally, the structural design, validation was made based on the standards NBR 6118 (2014) and NBR 6122 (ABNT, 2019). The comparison of the two methods, Computational and Manual, was made by verifying the base area of the footings and the section area of steel in the quantitatives (concrete volume and steel weight). The area of footings and of section steel were considered almost equal, validating the use of the software. The difference between the concrete volume between the methods was 3.7%, Manual method being slightly higher. The difference between steel section area and weight in the two methods were 5,38% and 27%, respectively, Computational method being higher. The details of the design, made by the software, are presented.

Keywords: footing design, structure-soil interaction, spread rigid footing.

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - modelo 3D da edificação.	4
Figura 2 - planta de localização das sondagens.	5
Figura 3 - perfil médio de sondagem do terreno. Fonte: do autor.	6
Figura 4 - Inserção da tensão admissível no software TQS. Fonte: do autor	10
Figura 5 – localização do modelador estrutural no menu inicial. Fonte: do autor	11
Figura 6 - modelador estrutural - inserção das sapatas. Fonte: do autor	11
Figura 7 - dados de sapatas. fonte: do autor	12
Figura 8 - Processamento global, somente esforços.	13
Figura 9 - dimensionamento e desenho automático das sapatas.	14
Figura 10 - menu vertical, fundações. fonte: do autor.	14
Figura 11 - relatório de dimensionamento da sapata S1.	15
Figura 12 - dimensões h e c. fonte: (TQS Informática, 2020).	16
Figura 13 - tensões no solo segundo definição do software.	17
Figura 14 - posição da seção S1.	18
Figura 15 - as seções S1 para os momentos fletores da seção.	19
Figura 16 - seção S2 para cálculo da cortante.	20
Figura 17 - seções S2 para o cálculo das forças cortantes.	20
Figura 18 - áreas de cálculo do cortante.	21
Figura 19 - corte S, distâncias b_s e d_s	22
Figura 20 - seção S3 da tensão cisalhante.	22
Figura 21 - área de influência da tensão de cisalhamento. Fonte: (TQS Informática, 2020) ...	23
Figura 22 - corte de uma seção trapezoidal.	28
Figura 23 - planta de uma sapata quadrada.	32
Figura 24 - Bulbo de tensões de uma placa quadrada 1,9m x 1,9m	33
Figura 25 - Modos de ruptura para solos com c' e ϕ	35
Figura 26 - Sapata rígida.	43
Figura 27 - zonas de distribuição de tensão. Fonte (Campos, 2015).	46
Figura 28 - solicitações de tombamento na sapata.	49
Figura 29- ábaco utilizado para o S do método de Schultze e Sherif (1973)	54
Figura 30 - Valores de I_z sugeridas ao modelo Schmertmann (1978):	55
Figura 31 - corte lateral de uma sapata e os esforços nela presentes.	58
Figura 32 - zona da carga axial. Fonte (Campos, 2015).	60

Figura 33 - superfícies Críticas C e C'	63
Figura 34 - área de influência da seção II da sapata	66
Figura 35 - ancoragem da armadura principal	67
Figura 36 - detalhamento da sapata S1 pela metodologia manual.	70
Figura 37 - gráfico para Schmertmann (1978)	86

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valores dos N_{spt}	7
Tabela 2 - Valor do N_{spt} , médio do bulbo de tensões da sapata S1.....	33
Tabela 3 - Correlação do SPT com os parâmetros do solo.....	34
Tabela 4 – Fator de influência I_p para a equação 38.....	52
Tabela 5 - Tabela resumo dos dados método Schmertmann para a sapata S1.....	56
Tabela 6 - Valores dos coeficientes de aderência η_1	68
Tabela 7 - Comparativo de dimensionamento geotécnico.....	71
Tabela 8 - Comparativo do dimensionamento estrutural.....	72
Tabela 9 - Tensões admissíveis de todas as sapatas do projeto.....	89
Tabela 10 - Distorções e recalques unitários entre todas as sapatas do projeto.....	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora;

SPT – Standard Penetration Test (Ensaio de Sondagem à Percussão);

ELU – Estado Limite Último;

ELS – Estado Limite de Serviço;

LISTA DE SÍMBOLOS

- N_{SPT} – Valor de Resistência à Penetração no Solo, obtido através do SPT;
- FS_g – Fator de segurança global;
- h – Altura das sapatas e vigas de equilíbrio;
- h_o – Altura do rodapé das sapatas;
- h_1 – Altura da parte inclinada da sapata
- S_x e S_y – Seção das sapatas e blocos de fundação na direção do eixo x e eixo y;
- σ_{adm} – Tensão admissível do solo;
- σ_{solo} – Tensão atuante no solo abaixo da sapata;
- σ_r – Tensão de ruptura solo na sapata;
- N_k – Valor calculado das ações atuantes na estrutura;
- F_k – Ação vertical característica atuante na sapata;
- H_k – Ação horizontal característica atuante na sapata;
- A – Área da base da sapata;
- P_p – Coeficiente correspondente ao peso próprio da sapata;
- l_b – Comprimento básico de ancoragem das barras do pilar; item 9.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014)
- l_{oc} – comprimento do trecho de trespasse para barras comprimidas isoladas; ; item 9.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014)
- e – espaçamento de cobrimento de concreto para as armaduras; tabela 7.2 NBR 6118 (ANBT, 2014)
- $M_{k,i}$ – Momento fletor característico em uma seção “i” na sapata;
- $V_{k,i}$ – Esforço cortante característico em uma seção “i” na sapata;
- d – Altura útil das sapatas;
- A_{s1} – Área de aço nas sapatas na direção do eixo de “B1”;
- A_{s2} – Área de aço nas sapatas na direção do eixo de “B2”;
- B1 – menor comprimento da sapata;
- B2 – maior comprimento da sapata;
- b – lado do pilar quadrado;
- f_{yk} – Resistência característica de escoamento do aço; item 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014)
- $\sigma_{k,pil}$ – Tensão solicitante no contorno do pilar;
- f_{ctd} – Resistência à compressão diagonal da sapata; item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo da armadura passiva; item 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

\emptyset – diâmetro das barras;

F_{sd} – Reação vertical de cálculo (aplicada pelo solo à sapata);

f_{cd} – Resistência do concreto à compressão;

γ_f – coeficiente de ponderação das ações; item 11.7 NBR 6118 (ABNT, 2014)

γ_c – Peso específico do concreto = 25 kN/m³;

V_{sd} – Esforço cortante solicitante de cálculo na seção S2;

τ_{sd} – Tensão cisalhante solicitante de cálculo na seção S2;

$\tau_{Rd,2}$ – tensão resistente ao cisalhamento;

$V_{Rd,2}$ – Força resistente ao cisalhamento;

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias;

c – distância da face externa do pila à face externa da sapata, horizontalmente.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Objetivo	1
1.2	Limitações Do Trabalho	1
1.3	Organização Do Trabalho	2
2	Premissas Do Projeto.....	4
2.1	Concepção Da Estrutura	4
2.2	Investigação Do Subsolo	5
2.3	Sapatas Rígidas	7
2.4	Distribuição Das Tensões De Contato	8
2.5	Características Dos Materiais E Limites Geométricos	8
2.6	Segurança Nas Fundações	9
2.6.1	Verificação Do Estado Limites.....	9
3	Metodologia.....	10
3.1	Método Computacional.....	10
3.1.1	Referencial Bibliográfico	10
3.1.2	Dimensionamento.....	10
3.1.3	Método De Cálculo E Verificações Do Software.....	15
3.1.4	Dados Das Sapatas	28
3.2	Metodologia Manual.....	31
3.2.1	Pré Dimensionamento	31
3.2.2	Parâmetros Do Solo	32
3.2.3	Métodos De Cálculo Da Tensão Admissível Do Solo	35
3.2.4	Teoria Da Capacidade De Carga De Terzaghi (1943), Hansen (1961).....	36
3.2.5	Métodos Semiempíricos Para Cálculo Da Tensão Admissível	41
3.2.6	Dimensionamento Da Armadura.....	58

3.2.7	Verificação Por Cisalhamento	63
3.2.8	Comprimento De Ancoragem.....	67
3.2.9	Detalhamento Da Sapata S1	70
4	Comparativo Entre Métodos.....	71
4.1	Comparativo Geotécnico	71
4.2	Comparativo Do Dimensionamento Estrutural.....	72
5	Conclusão	74
6	Bibliografia.....	76
	Apêndice A	78
	Apêndice B	89
	Apêndice C	90
	Anexo A.....	91
	Anexo B.....	93
	Anexo C.....	131

1 INTRODUÇÃO

Nos tempos atuais, é encontrado um universo de tecnologias para auxiliar a engenharia a executar os mais diversos problemas, facilitando suas soluções. Um destes facilitadores são os softwares (programas computacionais) que simulam o comportamento da estrutura, nos fornecendo diretrizes para o dimensionamento e a elaboração do projeto, tanto da supraestrutura, como da infraestrutura (fundações). Fato é que os softwares, que fazem projetos estruturais, executam os cálculos em uma velocidade muito maior em relação ao que era executado anteriormente aos meios computacionais.

Para que seja validada a execução de um projeto, feitos quase por sua totalidade por meios computacionais, é necessário que se faça a verificação analiticamente, sempre que possível, para saber se há confiabilidade nos dados fornecidos pelos softwares.

É sabido que as fundações fazem parte do escopo global do projeto, e para que a estrutura, calculada por um software seja suportada por uma fundação, a própria fundação terá de ser capaz de receber os esforços e transmiti-los para o solo de modo que os parâmetros de verificação sejam aceitáveis. É uma sinergia, ou seja, problema de interação solo-estrutura. Porém, para que o empreendimento seja executado, não é necessário somente passar pelos parâmetros de verificação mínimos de norma, mas também como são geridos os recursos, realizando os cálculos dos elementos de forma econômica, para que os resultados sejam os mais econômicos possíveis dentro dos limites.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste estudo é a elaboração de um projeto de fundações superficiais (sapatas), cujo dimensionamento é realizado por método computacional, através do software TQS, sendo a solução comparada com os métodos manuais tradicionais (analítico e semiempírico), com a finalidade de se verificar a confiabilidade dos dados obtidos pelo software e, posteriormente, a comparação dos quantitativos de material calculados em ambos os casos.

1.2 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

O presente trabalho trata-se da de uma edificação fictícia, cujos detalhes construtivos serão vistos no item 2 deste projeto, que foi desenvolvido ao longo do curso, em disciplinas de

Concreto Armado, do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Para o dimensionamento geotécnico foi utilizado um local, no qual foram realizadas sondagens de simples reconhecimento de subsolo (SPT). Neste sentido, trata-se de um projeto genérico, portanto, sem se atentar aos aspectos urbanísticos, ambientais ou regulatórios, requeridos para a área e local de implantação.

Para o dimensionamento das fundações foi utilizado o software comercial TQS, versão 21, licença estudantil. Portanto, todo o projeto, tanto da supra ou infra estrutura, foram concebidos dentro dos limites estabelecidos pela versão do *software* utilizado. O *software* só possibilita utilizar um valor único de tensão admissível para todas as sapatas envolvidas no projeto, podendo assim ter uma margem de erro de dimensionamento, pois as metodologias para cálculo da tensão admissível dependem das dimensões e do embutimento das fundações. O valor de tensão admissível inserido no software, utilizado para calcular as sapatas, foi uma média de valores para todas as sapatas, obtida por métodos manuais (analítico e semiempírico), podendo ocasionar subdimensionamento ou superdimensionamento. Os valores de tensão admissível calculados encontram-se no Apêndice B. O software, por ser estrutural, não fornece o cálculo geotécnico quanto aos recalques (absoluto, diferencial ou distorção) através do método de dimensionamento automático. Portanto, a verificação foi realizada pelos métodos manuais (analíticos e semiempíricos).

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O projeto foi desenvolvido e organizado da seguinte forma:

No primeiro capítulo é apresentado o trabalho através da introdução sobre o tema a ser estudado. Posteriormente, é apresentado o objetivo, juntamente com as limitações do trabalho e a sua organização.

Para o segundo capítulo, será abordada as premissas do projeto, apresentando a concepção da estrutura e os dados de investigação do subsolo. É apresentado, no segundo capítulo, o tipo de estrutura utilizada na fundação e suas características, assim como as características dos materiais utilizados. Ainda, é abordado o modo como as tensões se distribuem no subsolo.

No terceiro capítulo são apresentadas as metodologias dos dimensionamentos, adotadas pelo software (método computacional), quanto aos métodos manuais tradicionais (analítico e semiempírico). São abordados em ambos os métodos o dimensionamento geotécnico e

estrutural, sempre respeitando os limites determinados pelas verificações de acordo com as normas vigentes.

No quarto capítulo é apresentado a análise dos dados e a comparação dos resultados obtidos pelos métodos computacional e manual.

No quinto capítulo é apresentada a concepção do projeto e a abordagem final da comparação e viabilidade da solução computacional.

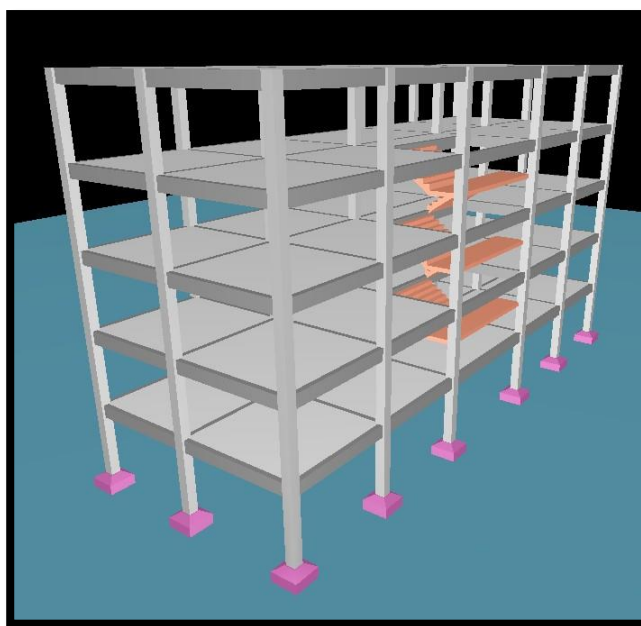
Ao final do projeto são apresentadas as referências, que possibilitaram embasar a teoria dos métodos, assim como são apresentados os anexos e apêndices do projeto de fundações.

2 PREMISSAS DO PROJETO

2.1 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

A superestrutura foi modelada com base no trabalho prático desenvolvido na disciplina de ‘Estruturas de Concreto Armado I’ do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O projeto desenvolvido neste estudo é uma sequência do trabalho prático aplicado em sala de aula. Vale ressaltar que o projeto de fundações deste estudo foi desenvolvido a partir dos conhecimentos adquiridos do conjunto de três disciplinas: Fundações, Estruturas de Concreto Armado I e Estruturas de Concreto Armado II.

O empreendimento é do tipo residencial multifamiliar, conforme a Figura 1, com 5 pavimentos, e sem poço de elevador. Localizado em local urbano, com interferência média de vento. O pé direito é de 3 metros em todos os pavimentos, e os vãos das lajes tem comprimento



máximo de 5 metros.

Figura 1 - modelo 3D da edificação.

O sistema estrutural utilizado para todos os pavimentos é de lajes maciças de concreto armado apoiadas sobre vigas e pilares em concreto armado. O desenho arquitetônico foi desenvolvido no software AutoCAD, e exportado em formato DXF. Para o software TQS, servindo de máscara para o lançamento estrutural.

A edificação possui ao total cinco pavimentos sendo um pavimento térreo, em contato com o solo, três pavimentos tipo e uma laje de cobertura não acessível servindo somente de vedação horizontal do topo do prédio. Não há telhado ou cargas extras nas lajes da cobertura, sendo de local inacessível. A caixa d'água não é considerada, pois está localizada fora da estrutura. No anexo C é apresentado um corte e planta de cargas das fundações.

2.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Antes de realizar todos os cálculos dos métodos, é necessário conhecer o perfil geotécnico. A investigação do solo foi realizada através de ensaios de simples reconhecimento do subsolo (*Standard Penetration Test - SPT*), e o solo do ensaio localiza-se no município de Macacos, em Minas Gerais. A sondagem foi realizada conforme norma a NBR 6484 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6484:2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, 2001). Para determinar o número de ensaios de SPT é também necessário recorrer à NBR 8036 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento, 1983) que define o número mínimo sondagens de acordo com o tamanho do projeto. Esta norma define para uma estrutura que possui projeção de área menor do que 200 m²

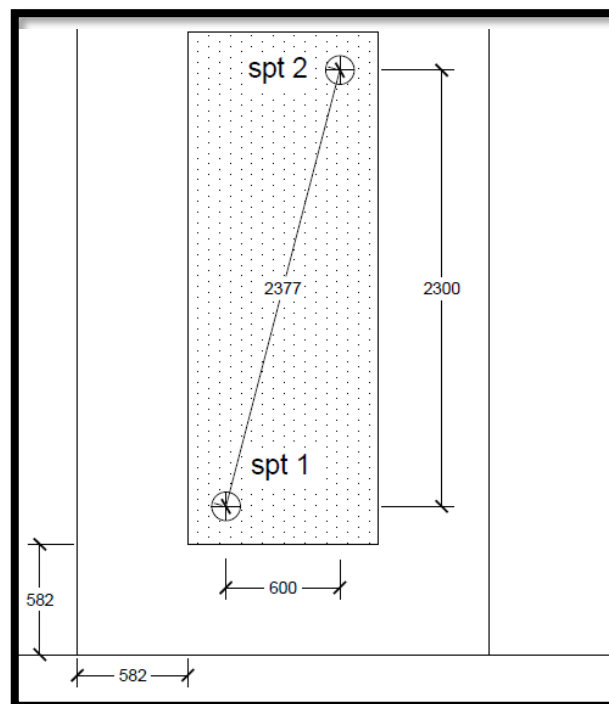


Figura 2 - planta de localização das sondagens.

(unidades em cm)

Fonte: do autor.

um mínimo de ensaios igual a 2. Além disso, conforme item 4.1.1.2, da norma 8036 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento, 1983), e o item 4.1.1.3 desta mesma norma indica que é necessário distância máxima de 100 m entre ensaios. Como visto na figura 2, tal limite é respeitado.

Para a análise do perfil geotécnico, foi necessário analisar as sondagens individualmente e formar um perfil médio representativo do subsolo. Para isso, a sondagem de SPT média (SPT_m) foi obtido pela média dos valores de número de percussões da sondagem (N_{SPT}) das duas sondagens, SPT 1 e SPT 2. O perfil de SPT de cada sondagem individualmente encontra-se no ANEXO A. O SPT_m é apresentado na figura 3 e na tabela 1. A análise das sondagens SPT 1 e 2 demonstraram que o solo é do tipo residual, pois o N_{SPT} é crescente conforme a profundidade aumenta, e as camadas demonstram um solo do tipo coesivo, com predomínio de silte e argila e Nível d'Água (NA) não observado.

Com o perfil médio definido pode-se fazer algumas observações. A primeira é que a camada inicial é de resistência muito baixa, com N_{SPT} abaixo de 3, necessitando de se ter um embutimento maior com finalidade de atingir as camadas mais resistentes do solo. A segunda observação é de que o nível de água (NA) é inexistente, portanto, o solo é não inundado e não

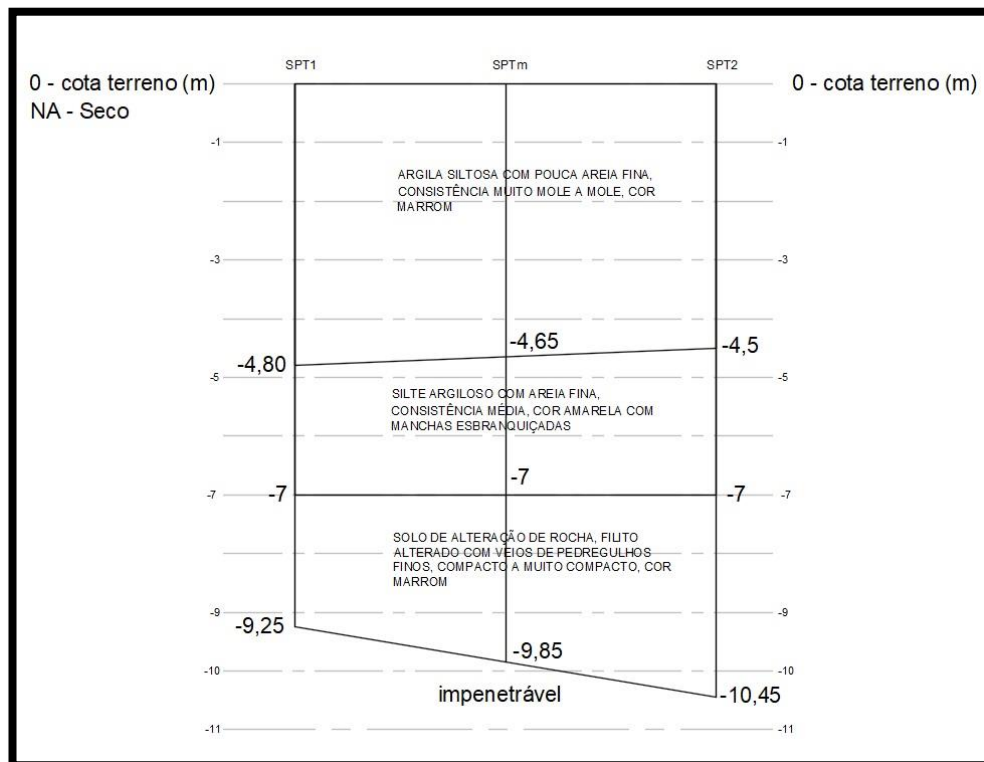


Figura 3 - perfil médio de sondagem do terreno. Fonte: do autor.

Tabela 1 - Valores dos N_{spt}

cota [m]	NSPT 1	NSPT 2	NSPT,m
1	2	4	3
2	3	4	3
3	4	4	4
4	4	8	6
5	6	9	7
6	6	19	12
7	24	30	27
8	40	32	36
9	40	34	37
10	40	37	38

Fonte: do autor

2.3 SAPATAS RÍGIDAS

A sapata é um tipo de estrutura de fundação superficial, também, conhecida por fundação direta ou rasa, que tem por finalidade transmitir a carga oriunda da superestrutura através do contato da base da fundação para o subsolo. Há dois tipos de sapatas empregadas nas construções, as rígidas e as flexíveis. A sapata rígida difere da flexível em questões de altura, sendo a flexível menor. A consequência disso é o uso reduzido de concreto mas por outro lado, com menos concreto, é necessário aumentar a taxa de armadura para resistir os esforços de flexão e de punção.

A sapata rígida foi escolhida para execução do projeto pois, de acordo com TURAZZI (2009) para os solos com tensão admissível maior que 150 kPa, as sapatas rígidas são mais indicadas e apresentam altura superior a ordem de 30% com relação às sapatas flexíveis. Segundo ARAÚJO (2010), as sapatas flexíveis consomem menos concreto, mas exigem um maior consumo de armadura e são indicadas para solos com capacidade de carga mais baixas. Complementarmente aos citados pelos outros autores, ANDRADE (1989) sugere que se utilize as sapatas flexíveis para solos com tensão admissível abaixo de 150 kPa. O fato do tipo de terreno escolhido para o presente projeto ser residual e, de acordo com o SPT, o nível da água ser inexistente, aumentam-se as chances da tensão admissível no contato da base com a sapata ser maior do que 150 kPa, como de fato é, pois a menor tensão admissível calculada foi de 180 kPa. Por estas indicações, a sapata rígida foi escolhida para ser o tipo de fundação a ser utilizada neste projeto de fundações.

Admite-se, por hipótese, que a sapata rígida trabalhe à flexão nas duas direções, sendo que para cada direção de análise a tração na flexão é uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Porém, para a compressão na flexão não se verifica essa hipótese, que se concentra na região próxima ao pilar que se apoia na sapata.

Para o cisalhamento, a hipótese é semelhante, admitindo-se trabalho nas duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal, que é verificada conforme o item 19.5.3.1 da NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014), A hipótese é válida porque a sapata fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, por isso, possibilidade física de punção.

2.4 DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CONTATO

A tensão atuante na superfície de contato entre o solo e a base da sapata é a tensão de contato. Para fazer a verificação das tensões do solo e para executar o cálculo da sapata é necessário saber como se dá a distribuição de tensões na base da sapata, que depende da rigidez da sapata e do tipo de solo que suportará a estrutura. A análise deste problema é complexa e os resultados apresentados pouco diferem das aproximações estipuladas na literatura especializada. Com base nessas premissas, é possível afirmar que “do ponto de vista de projeto, pode-se admitir que as tensões sobre a sapata se distribuem de maneira uniforme” (Araújo, 2010, pp. 179-180), para solos considerados residuais argilosos.

2.5 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E LIMITES GEOMÉTRICOS

Alguns parâmetros iniciais foram definidos para a execução das fundações superficiais:

- Foram utilizados no estudo somente sapatas isoladas e quadradas (ou o mais quadrada possível, pois o software não permite que as dimensões sejam iguais, mas, sim, muito próximas);
- Os pilares possuem seção quadrada b de 39 cm de lado e com valor de excentricidade é desconsiderada, pois o centro de gravidade da sapata coincide com o centro de carga do pilar.
- Segundo análise do SPT, as camadas iniciais são de baixa resistência e conforme se aumenta a profundidade do furo a resistência aumenta consideravelmente;

- Segundo a NBR 6122 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações, 2019) a sapata não deve ter dimensão B menor do que 60 cm;
- O aço utilizado nas armaduras para cálculos das sapatas é o CA-50;
- O lastro de concreto magro na base das sapatas é de 5 cm; e
- O tipo de concreto utilizado tanto nos pilares quanto na fundação é C20, pois a classe de agressividade do solo é considerada Classe I, mesmo sendo este tipo de concreto um valor abaixo do que normalmente é comercialmente empregado;

2.6 SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES

O projeto de fundações é verificado quanto aos estados limites últimos (ELU) e estado limite de serviço (ELS) segundo item 2.6.1 da norma NBR 6122 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações, 2019). A verificação do recalque no método computacional não é realizada, como informado no item 1.2, mas foi determinada manualmente.

2.6.1 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

Os estados limites últimos estão associados ao colapso parcial ou total da edificação, e os mecanismos que foram verificados são os seguintes:

- Perda de instabilidade global (ELU);
- Ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno (ELU);
- Ruptura por deslizamento (ELU);
- Ruptura da estrutura em decorrência de movimentos da fundação (ELU);
- Ruptura estrutural do elemento por compressão, flexão e cisalhamento (ELU); e
- Deformações excessivas (ELU) e (ELS).

3 METODOLOGIA

3.1 MÉTODO COMPUTACIONAL

Para o cálculo computacional foi utilizado o programa TQS, versão 21, modo estudantil, para fazer o dimensionamento estrutural dos elementos da supra estrutura. O programa faz o reconhecimento automático dos valores de momentos fletores e cargas atuantes na sapata após realizar o “Processamento Global” da edificação, dimensionando de acordo com as solicitações, atendendo às verificações de ELU. O valor de dimensionamento mínimo é obtido de acordo com o menor valor que atende às solicitações e às verificações de segurança simultaneamente.

3.1.1 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

Os procedimentos para o dimensionamento e detalhamento de sapatas isoladas do programa TQS são baseados em (Bastos, 2012) e (Machado, 1984).

3.1.2 DIMENSIONAMENTO

Para iniciar o dimensionamento das sapatas é necessário definir, em critérios de projeto, no menu TQS Fundações do *software*, a tensão admissível do solo, conforme figura 4, que indica o local para se imputar o dado de tensão admissível. A numeração indica os passos a serem realizados.

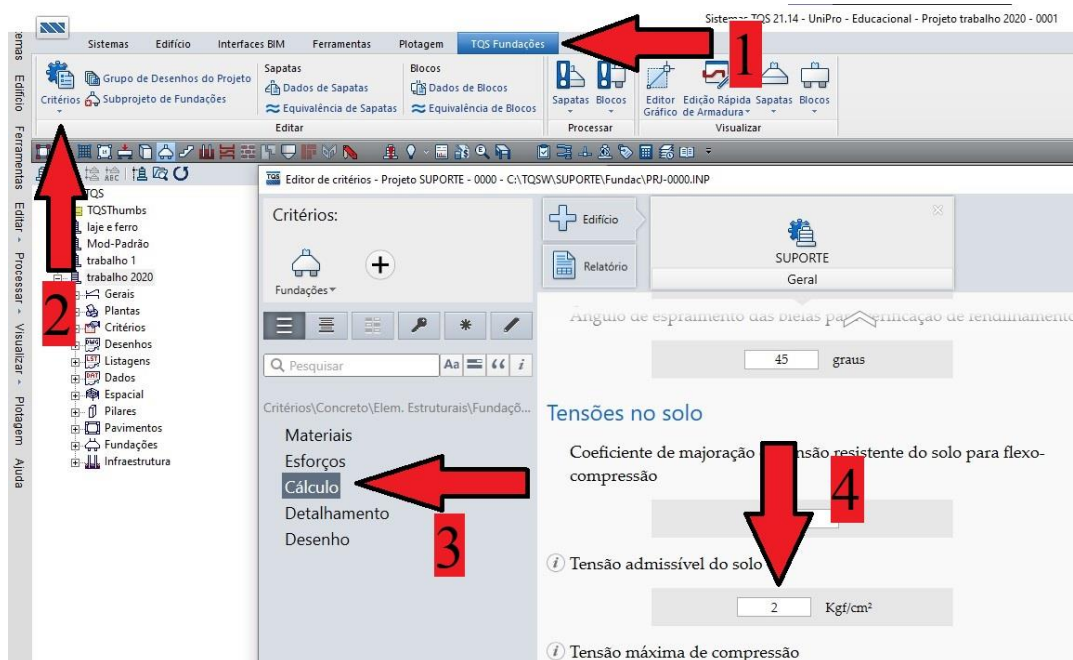


Figura 4 - Inserção da tensão admissível no software TQS. Fonte: do autor

O valor de tensão admissível não é calculado diretamente no software, sendo necessário recorrer aos métodos tradicionais (analíticos - Terzaghi e/ou semiempíricos), para obter o valor da tensão admissível. Foi utilizada a tensão admissível média de 2 kgf/cm², o equivalente a 200 kPa pois este é um valor médio para todas as sapatas, calculado manualmente pelos métodos tradicionais no método analítico.

Ainda em critérios de projeto, nas abas materiais, esforços e detalhamento é possível ajustar os parâmetros mínimos, conforme item 2.5 deste estudo.

Para iniciar os cálculos do *software* é necessário inserir as sapatas na estrutura, utilizando o dimensionamento mínimo das sapatas no “modelador estrutural”, na aba “edifício”, conforme figura 5. A numeração indica os passos a serem realizados.

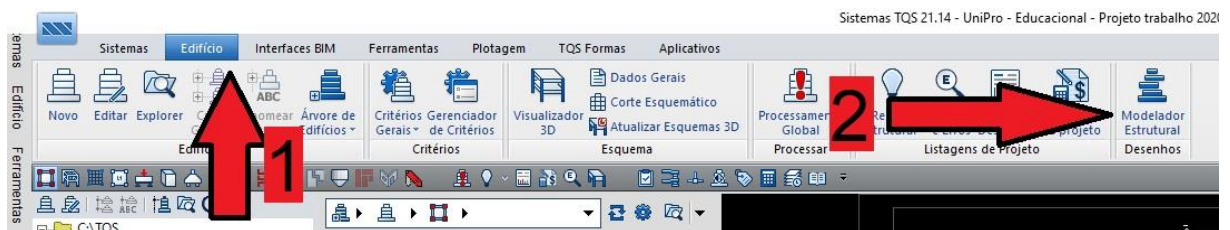


Figura 5 – localização do modelador estrutural no menu inicial. Fonte: do autor

No modelador estrutural é necessário definir os dados iniciais de uma sapata, e após definida as características iniciais, insere-se as sapatas nos locais onde o pilar termina. A figura 6 a seguir mostra uma parte das inserções dos pilares. A numeração indica os passos a serem realizados.

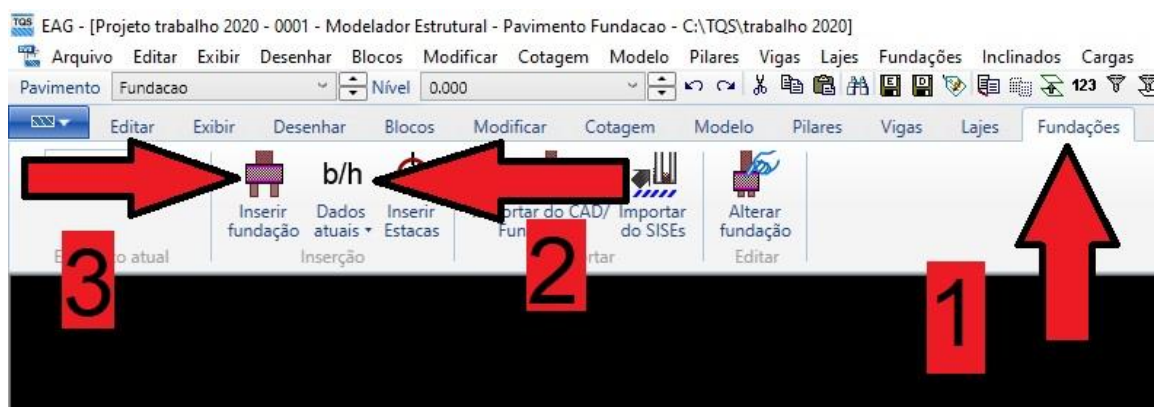


Figura 6 - modelador estrutural - inserção das sapatas. Fonte: do autor

Após a inserção das sapatas no modelador estrutural é necessário salvar o modelo estrutural no Menu “arquivo” e retornar à tela inicial, fora do modelador estrutural.

O próximo passo é preparar o programa para iniciar os cálculos automáticos. Para isso, é necessário retornar ao menu TQS Fundações, na aba Sistemas e clicar em “Dados de Sapatas”. Com o visualizador de Dados de Sapatas aberto, é necessário clicar nas reticências (...) ao lado de controle de dados conforme figura 7. Após aberto o controle de dados, faz-se necessário desabilitar as dimensões fixas na terceira coluna, ou clicar diretamente na janela indicada no passo 2, para que todas as caixas de marcação sejam desativadas ao mesmo tempo. A numeração indica os passos a serem realizados.

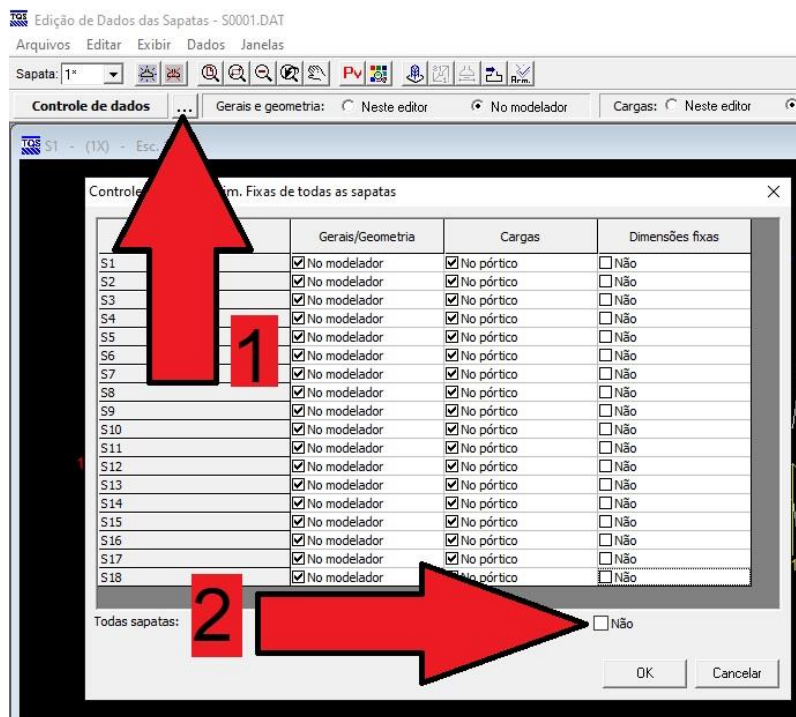


Figura 7 - dados de sapatas. fonte: do autor

Feito o passo anterior, e salvo os dados de todas as sapatas, é necessário retornar ao menu inicial e rodar o Processamento Global, na aba edifício no sub menu Processar, conforme aparece na figura 5.

No Processamento Global é preciso marcar o tipo de processamento que será executado, e para este passo é necessário somente calcular os esforços na estrutura, conforme figura 8, pois anteriormente a sapata ainda não tinha sido inclusa. Portanto, para que o programa entenda que a estrutura foi complementada por uma sapata, é necessário fazer o Processamento Global. Com o Processamento Global finalizado, ele apresenta os dados de toda a estrutura, inclusive os dados das sapatas, e apresenta um relatório estrutural dos cálculos que foram realizados, confrontando com as verificações ELU da NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014), abordados no item 2.6 deste projeto. Caso algum aspecto não seja verificado ele apresenta um erro, e o software aponta

para o tipo de erro e a sua possível solução. A verificação ao recalque e o próprio recalque não são calculados no TQS através do pré-dimensionamento. Portanto, será descartado esta verificação e cálculos no método computacional.

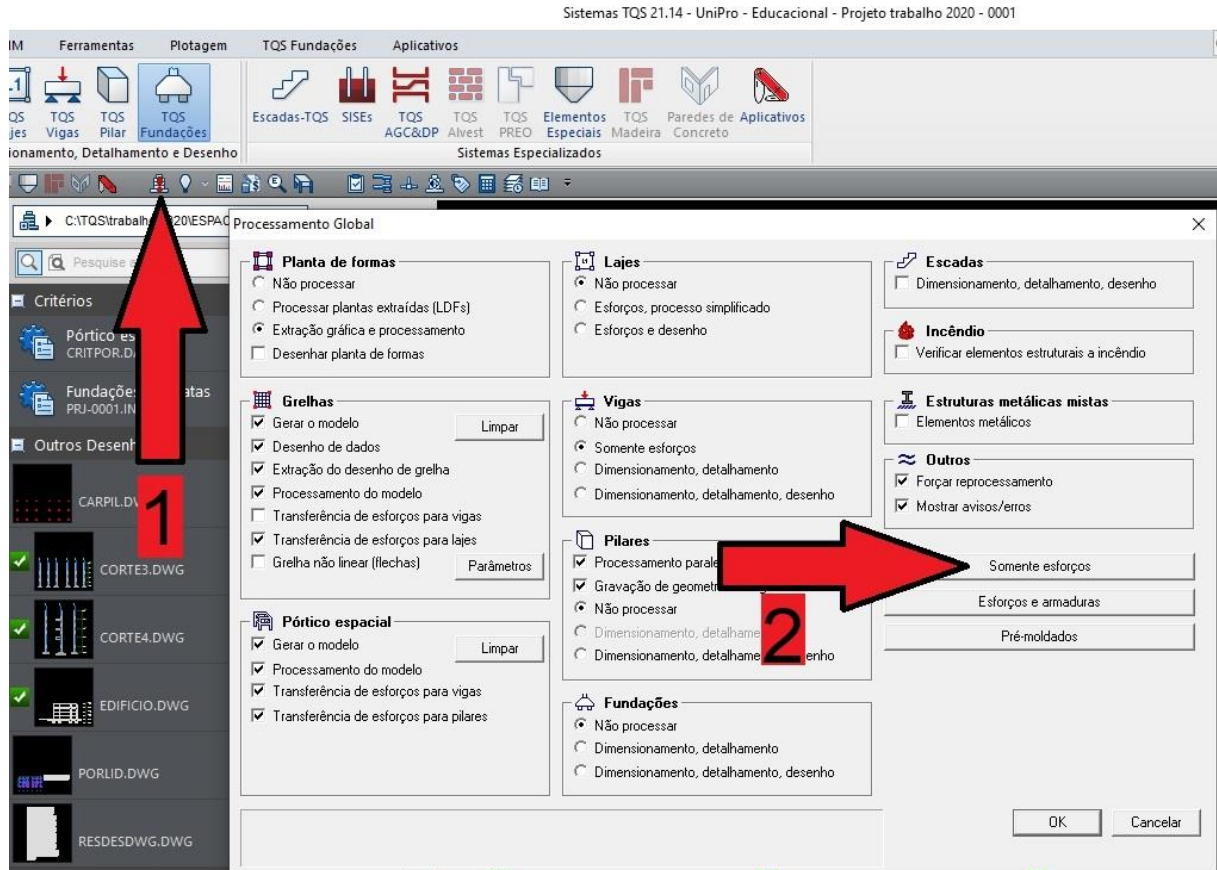


Figura 8 - Processamento global, somente esforços.

fonte: do autor.

Após os esforços serem transferidos para a sapata, através do Processamento Global, é necessário ir ao menu TQS Fundações, na aba sistemas, e clicar no item “Sapatas” no sub menu Processar. São abertas 3 opções (pré-dimensionamento, dimensionamento e Desenho), e sendo necessário clicar em cada uma delas em ordem vertical de cima para baixo conforme figura 9. A numeração indica os passos a serem realizados.

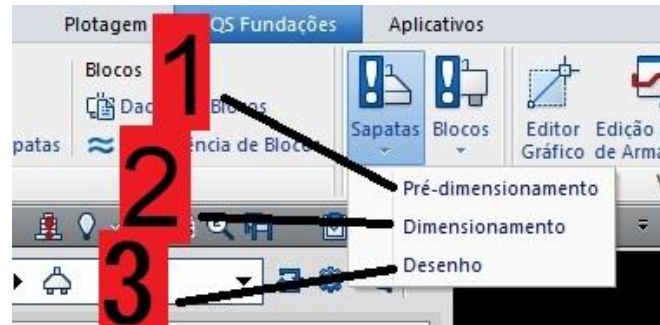


Figura 9 - dimensionamento e desenho automático das sapatas.

fonte: do autor

Após o último passo (desenho) ser executado o dimensionamento está concluído. Será necessário fazer o Processamento Global novamente, para que os componentes das fundações sejam verificados, por causa das novas dimensões, somente a título de verificação de cálculos e resumo estrutural, pois o *software* já calcula automaticamente a dimensão em conjunto com as verificações de segurança, num processo iterativo, no processo de dimensionamento. Ao passo que se aumenta a dimensão, são feitas novas verificações de segurança, e quando todas as dimensões de todas as sapatas forem sendo verificadas e passarem nos testes de verificação o processo de dimensionamento automático é encerrado. Nota-se que a nova dimensão das sapatas é encontrado no menu vertical em “Fundações”, figura 10, e todos os desenhos, cálculos e dados das sapatas se encontram ali, caso queira extrair as informações referentes às sapatas.

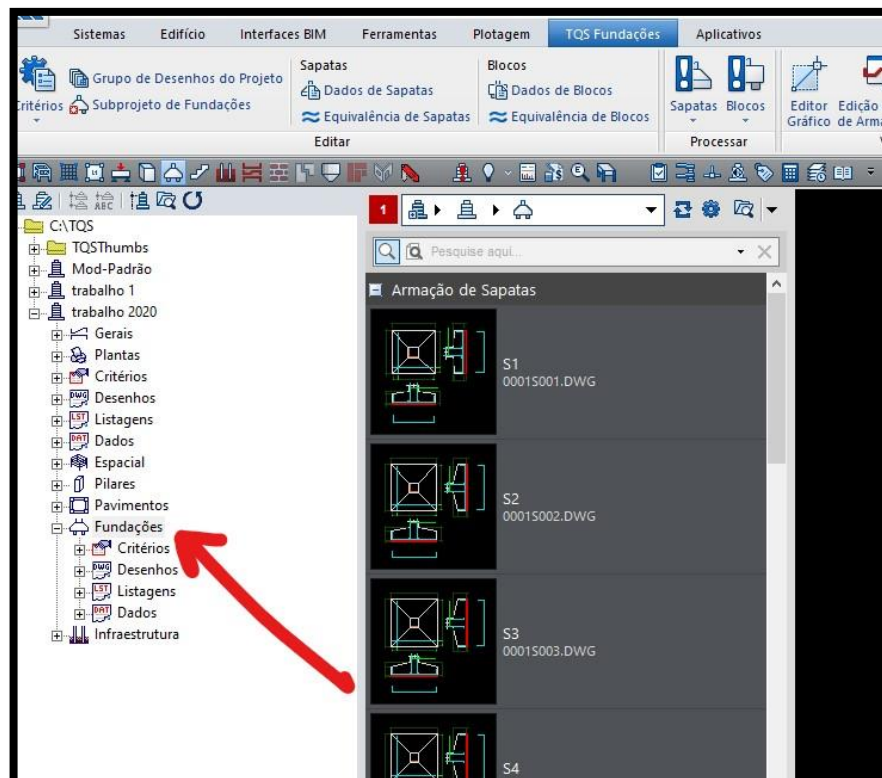


Figura 10 - menu vertical, fundações. fonte: do autor.

3.1.3 MÉTODO DE CÁLCULO E VERIFICAÇÕES DO SOFTWARE

Em cada sapata, é possível visualizar o relatório de dimensionamento. Neste relatório é possível acompanhar os dados de verificação das sapatas. O relatório completo de todas as Sapatas deste projeto é incluído, no Anexo B. Um exemplo é o relatório de dimensionamento da sapata S1, figura 11, onde é possível observar os dados obtidos no cálculo da sapata. Alguns dos dados extraídos deste relatório foram utilizados no método analítico, como os carregamentos característicos. O dimensionamento geotécnico final do software é utilizado no dimensionamento estrutural no método manual, para que seja feita uma comparação mais fiel entre os dois dimensionamentos estruturais, apresentados ao final do projeto.

The screenshot shows a software interface with a file explorer on the left and a main window displaying a dimensioning report for foundation S1. The file explorer shows a list of foundation drawings (S3, S4, S5) with a context menu open over S1, highlighting 'Relatório de Dimensionamento'. The main window displays the following report data:

Dimensão

Tipo	Tamanho
Pasta de arquivos	
DIMENSÃO.LST [S1]	
Sapata: S1	Número = 1 Repetições: 1

GEOMETRIA:
Pilar:
Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25
Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):
Xsap: 165.00 Ysap: 170.00 Altura: 45.00
H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00
Altura (Carga horiz. da fundação): 45.00
Volume: 1.18 m³
Área de Formas: 2.68 m²
Peso próprio: 29.6 kN.
Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
FzMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
MxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
MxMin	9	21	362.2	-31.70	-21.30	0.00	-6.9	9.9
MyMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
MyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
FxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
FxMin	18	38	365.4	-31.80	-21.30	0.00	-7.0	10.0
FyMax	6	18	379.8	-67.70	-2.90	0.00	-1.3	20.9
FyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
Adicional	17	37	337.7	-31.40	15.40	0.00	4.3	9.8
Adicional	16	36	322.5	1.90	-3.00	0.00	-1.4	-0.3

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	92.11	17
-X	103.31	18
+Y	145.31	15
-Y	82.06	16

Compressão Diagonal [MPa, cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	39.0	39.0	0.97	17	3.55	
-X	39.0	39.0	1.09	18	3.55	
+Y	39.0	39.0	1.54	15	3.55	
-Y	39.0	39.0	0.88	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	37.5	78.0	123.17	17	312.77	

Figura 11 - relatório de dimensionamento da sapata S1.

Fonte: do autor.

3.1.3.1 PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO ADOTADO PELO SOFTWARE

O dimensionamento automático inicia com a seguinte equação:

$$h/2 \leq c \leq 2 \cdot h \quad (\text{Equação 1})$$

Onde: h e c são definidos de acordo com a figura 12 a seguir.

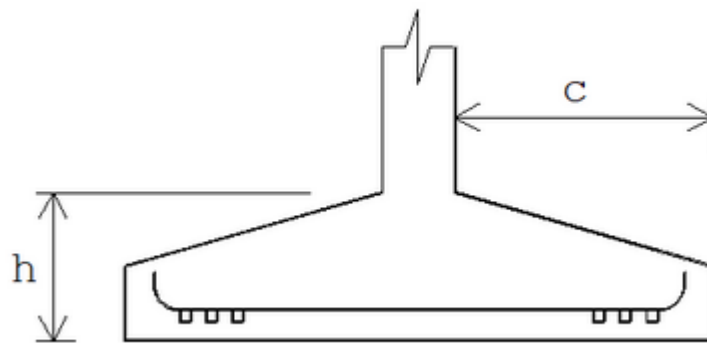


Figura 12 - dimensões h e c. fonte: (TQS Informática, 2020)

Conforme é mencionado no site do *software*¹, a sapata será calculada admitindo o comportamento elástico-plástico que o solo transmite à superfície de apoio, resultando em uma distribuição plana de tensões na superfície de apoio da sapata. As tensões no solo, por sua vez, são calculadas com base na atuação de flexão composta oblíqua numa base resistente apenas à compressão.

Para o dimensionamento automático, as dimensões das sapatas são calculadas de forma que se obedecem aos critérios entre relação econômica, tensões médias e máximas dentro dos limites estabelecidos em Critérios de Projeto. Por fim, o dimensionamento da armadura é calculada no estágio 3 (ELU).

Quanto à tensão atuante, é distribuída uniformemente, e o valor adotado é de 2/3 da tensão máxima de compressão. A tensão máxima é obtida multiplicando um coeficiente de majoração imputado em Critérios de Projeto. Foi utilizado o valor de 1,3, que é equivalente a 30%, o mesmo valor é utilizado nas metodologias manuais.

¹ <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3869&language=pt-br>>. Acesso em: 10 Novembro 2020

O limite de altura “d” da seção é obedecido para que não seja excedido 1,5 vezes a aba “c” da sapata, definida na equação 1.

Os momentos fletores calculados nas duas direções, em relação ao comprimento e à largura da sapata, têm o seu valor mínimo de pelo menos 1/5 do momento máximo, assim como a relação das áreas das seções transversais nas duas direções de pelo menos 1/5 entre a maior das seções.

Em ambas as direções, as armaduras principais são distribuídas igualmente na base da sapata, não havendo concentração de armadura em uma região específica sob o pilar.

Por fim, as verificações de segurança são iniciadas, sob as condições de resistência ao esforço cortante e punção.

3.1.3.2 TENSÕES NO SOLO

Segundo os autores do *software*:

O método de cálculo das tensões aplicadas ao solo pela sapata foi alterado, passando-se a utilizar método numérico que permite, com maior precisão, a determinação destas tensões para todas as combinações de dimensionamento.

No caso das áreas "tracionadas" do solo, estas regiões não são levadas em conta, de modo a trabalharmos com o comportamento não linear do solo.

Para sapatas submetidas à flexão composta oblíqua, o diagrama de tensões no solo teria o seguinte aspecto. (TQS Informática, 2020)

A distribuição de tensões adotada pelo software é ilustrada na figura 13 a seguir.

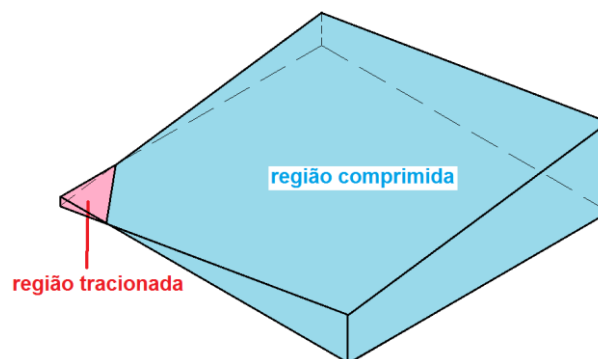


Figura 13 - tensões no solo segundo definição do software.

Fonte: (TQS Informática, 2020)

3.1.3.2.1 ESFORÇO DE DIMENSIONAMENTO E DE CÁLCULO

A tensão no solo indicada no item anterior, é sempre apresentado como tensão característica, e o dimensionamento da sapata é sempre feito com base nas reações de apoio associadas a cada uma das sapatas. Com isso, há sempre um conjunto de esforço normal, momentos e cortantes para cada combinação

Segundo os autores do *software (TQS Informática, 2020)*, quando se trabalha com esforços característicos, a tensão do solo é obtida diretamente do conjunto de esforços, e quando é feito com esforços de cálculo, a tensão no solo é calculada e então é minorada dividindo o valor por 1,4, de modo a simular uma tensão característica. É necessário que se faça o artifício, pois não existem informações suficientes, neste momento do dimensionamento, de quais as parcelas de carregamento devidas ao peso próprio, permanentes, acidentais e demais que formam o conjunto de esforços.

3.1.3.3 CÁLCULO DOS MOMENTOS FLETORES

O cálculo do software para momentos fletores em sapatas rígidas é feita para cada direção, em relação a uma seção de referência (S_1), que tem o valor de 0,15 da dimensão do pilar normal à seção de referência, e é definida conforme a figura 14 .

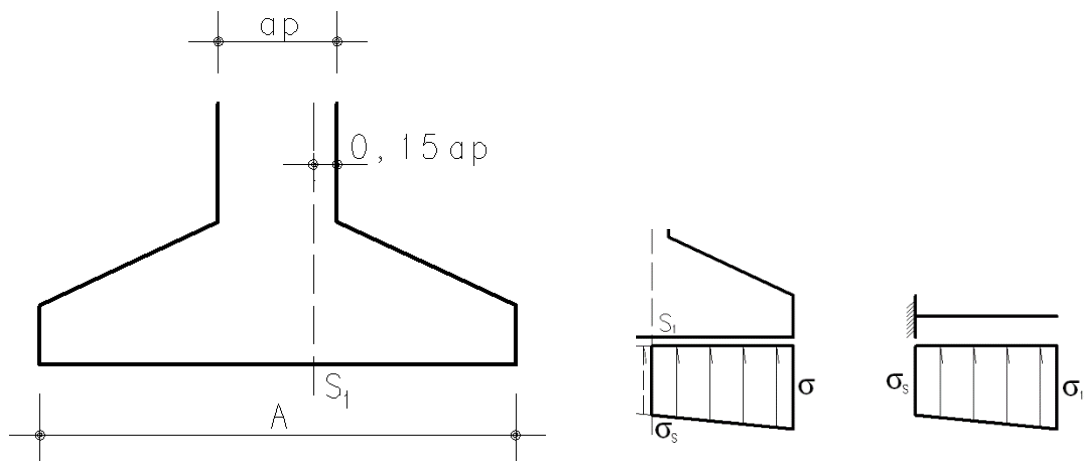


Figura 14 - posição da seção S_1 .

fonte: TQS Informática (2020)

Para calcular o momento fletor leva-se em consideração o diagrama de tensões no solo, entre a seção S_1 e o extremo da sapata. Portanto, a sapata é calculada como se fosse uma viga em balanço.

É feito quatro seções possíveis para o cálculo do momento fletor no *software*, +X, -X, +Y e -Y, conforme apresentado na figura 15 a seguir.

O *software*, então, calcula os valores das tensões do solo, pela área de cálculo, e é obtido o valor de momento fletor em cada uma das quatro seções de compressão do solo.

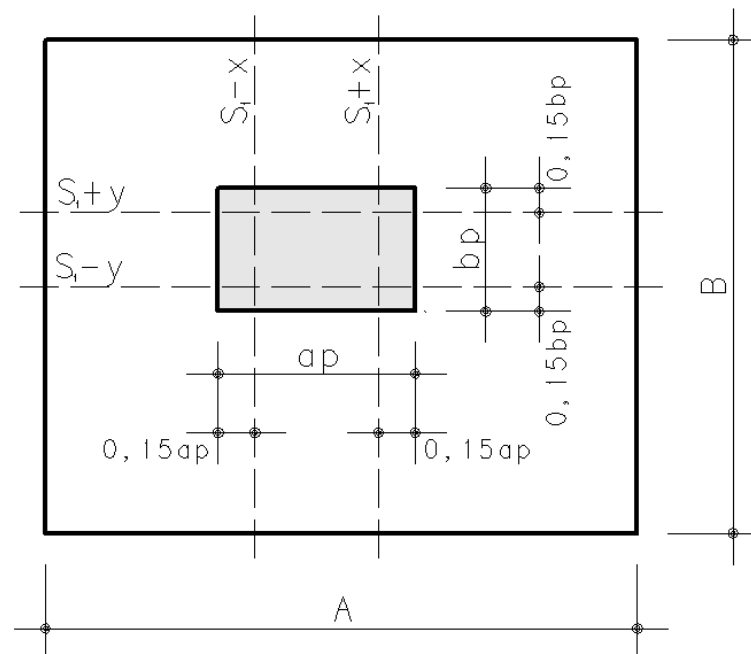


Figura 15 - as seções $S1$ para os momentos fletores da seção.

fonte: TQS Informática (2020)

3.1.3.4 CÁLCULO DAS FORÇAS CORTANTES

Os esforços cortantes que atuam nas sapatas são calculados conforme as seções de referência S_2 , para as duas dimensões das sapatas, sendo perpendiculares à base de apoio da sapata e distante $d/2$ da face do pilar em cada direção conforme figura 16 a seguir.

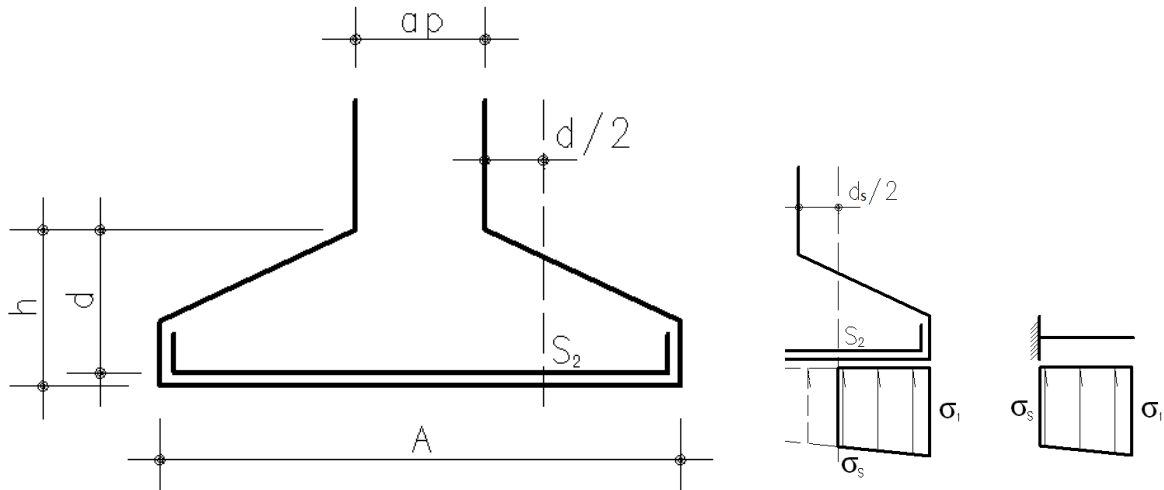


Figura 16 - seção S_2 para cálculo da cortante.

fonte: (TQS Informática, 2020)

Com o S_2 definido é necessário calcular o esforço, levando-se em conta o diagrama de tensões no solo, entre a seção S_2 e a extremidade da sapata. Portanto, novamente, a sapata é verificada ao esforço cisalhante como uma viga em balanço.

As quatro seções possíveis para o cálculo dos esforços são os seguintes: $+X$, $-X$, $+Y$ e $-Y$, conforme apresentado na figura 17 a seguir:

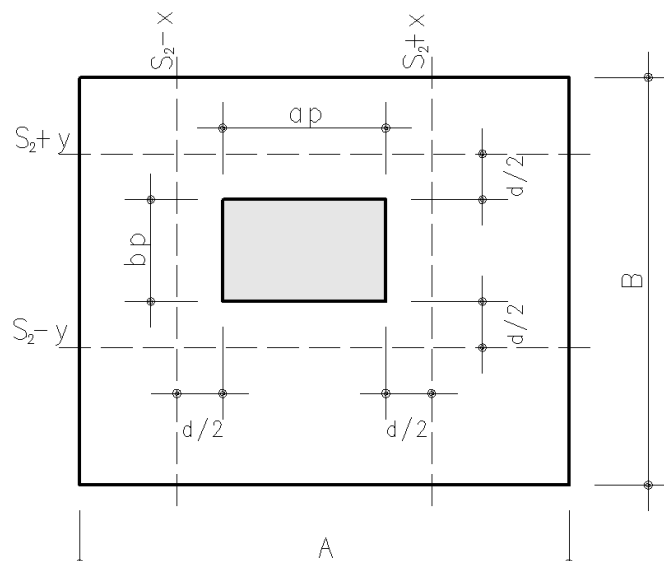


Figura 17 - seções S_2 para o cálculo dos esforços cortantes.

fonte: (TQS Informática, 2020)

Para obter os valores de tensão do solo pela área de cálculo, figura 18, é feita uma integração numérica, e os valores de esforço em cada uma das 4 seções é obtido.

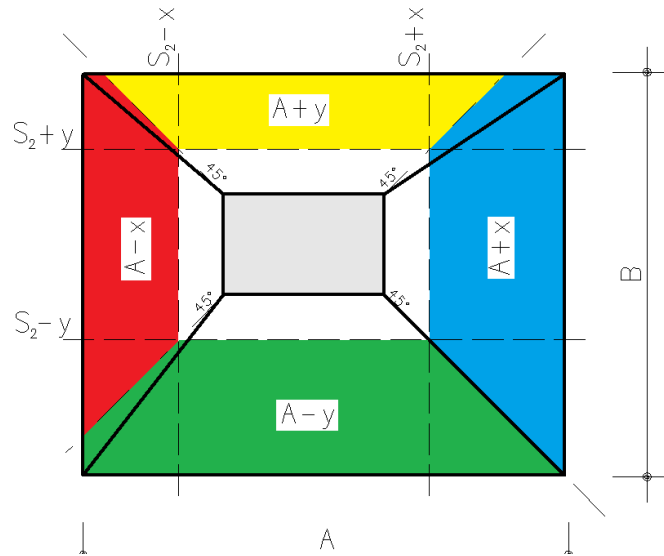


Figura 18 - áreas de cálculo do cortante.

fonte: (TQS Informática, 2020)

3.1.3.4.1 VALOR LIMITE DA FORÇA CORTANTE

As força de cisalhamento é limitada conforme método do Comité Euro-International du Béton de 1970 (CEB-70), ou pelo método de Machado (1984). O método utilizado para este projeto é o do CEB-70.

O método enseja calcular a força de cisalhamento limite, conforme equação 2 a seguir.

$$V_{d,lim} = \frac{0,474}{\gamma_c} \cdot b_s \cdot d_s \cdot \sqrt{\rho} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde: $V_{d,lim}$ em kN;

γ_c = coeficiente de segurança do concreto = 1,4;

b_s e d_s = largura e altura da seção S, conforme figura 19 a seguir; e

ρ = taxa de armadura longitudinal da seção S, sendo:

$$\rho = \frac{A_s}{b_s \cdot h_s} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde: A_s = área de armadura longitudinal paralela a largura b_s ; e

$h_s = h - (d - d_s)$;

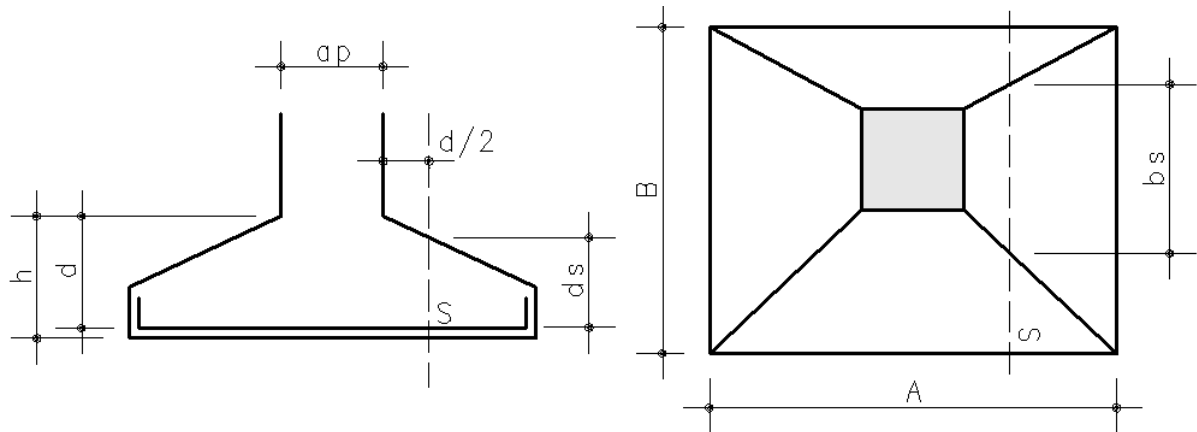


Figura 19 - corte S, distâncias bs e ds .

Fonte: adaptada de (TQS Informática, 2020)

3.1.3.5 VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO DIAGONAL

Para o cálculo de verificação à compressão diagonal do concreto, ao invés de ser utilizado o contorno crítico C, como indicado na Norma NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014), o cálculo é feito através de 4 verificações, uma para cada lado de um retângulo do pilar. Sendo assim, o esforço para o cálculo da tensão cisalhante é feito em uma seção de referência S_3 , para cada direção da sapata, perpendicular à base da sapata e à face do retângulo do pilar, conforme figura 20 a seguir.

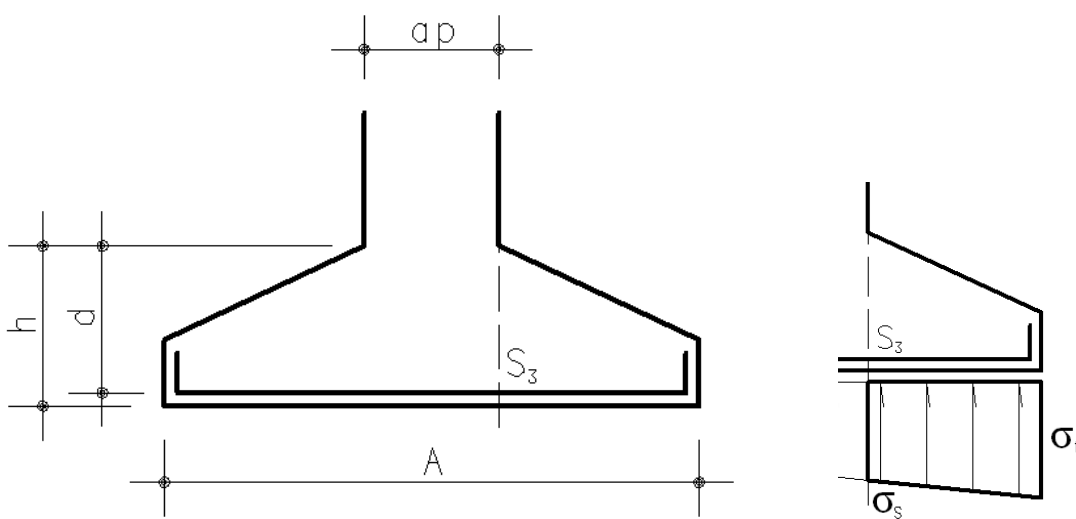


Figura 20 - seção S_3 da tensão cisalhante.

Fonte: (TQS Informática, 2020)

O esforço utilizado para o cálculo das tensões cisalhantes é feito levando-se em consideração o diagrama de tensões no solo entre a seção S3 e a extremidade da sapata.

Quatro seções possíveis são utilizadas para o cálculo dos esforços cortantes: +X, -X, +Y e -Y. Através de integração numérica, os valores de tensão do solo pela área de influência é obtido o valor do esforço para o cálculo da tensão cisalhante em cada uma das 4 seções. As áreas de cálculo utilizadas para cada seção, conforme figura 21 a seguir.

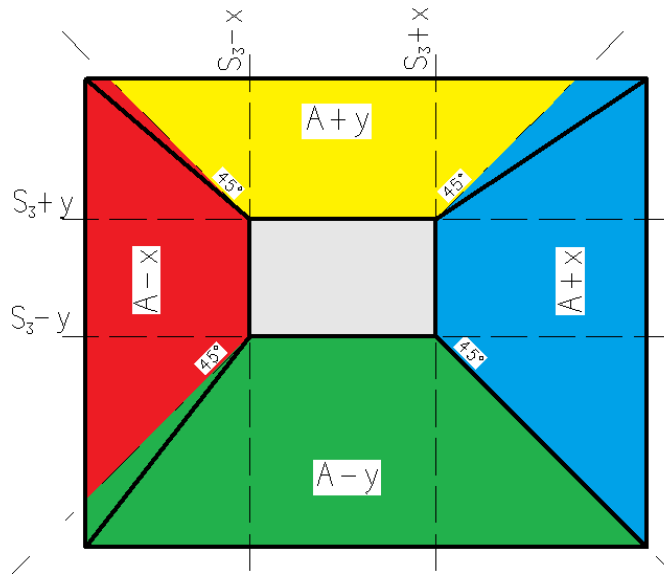


Figura 21 - área de influência da tensão de cisalhamento.
Fonte: (TQS Informática, 2020)

O valor da tensão de cisalhamento é calculado através da equação 4 a seguir.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu_0 \cdot d} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde: F_{sd} é a força solicitante de cálculo;

μ_0 = é o perímetro crítico (perímetro do pilar); e

d = é a altura útil da seção S3.

3.1.3.5.1 VALOR LIMITE PARA A TENSÃO DE CISALHAMENTO

A força cisalhante de cálculo não pode ultrapassar o seguinte valor definido pela equação 5, segundo o método CEB-70 e norma NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014).

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_V \cdot f_{ck}$$

Onde: $\alpha_V = (1 - f_{ck}/250)$; e

f_{ck} em MPa.

3.1.3.6 VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO

A verificação ao tombamento da sapata se dá nas duas direções, paralelas aos dois lados da sapata, conforme apresentado na equação 6 e equação 7 a seguir.

$$Tomb_x = \frac{F_k \cdot \left(\frac{B_x}{2} - e_x\right) + P_p \cdot \frac{B_x}{2}}{M_{y,k} - Q_{x,k} \cdot h} \geq FS_{tomb} \quad (\text{Equação 6})$$

$$Tomb_y = \frac{F_k \cdot \left(\frac{B_y}{2} - e_y\right) + P_p \cdot \frac{B_y}{2}}{M_{x,k} - Q_{y,k} \cdot h} \geq FS_{tomb} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde: F_k = carga vertical característica;

B_x = comprimento da sapata na direção x;

B_y = comprimento da sapata na direção y;

e_x = excentricidade na direção x;

e_y = excentricidade na direção y;

P_p = peso próprio da sapata;

$M_{x,k}$ = momento característico em torno de x;

$M_{y,k}$ = momento característico em torno de y;

$Q_{x,k}$ = Força cortante característico na direção x;

$Q_{y,k}$ = Força cortante característico na direção y;

h = altura da sapata; e

$FS_{tomb} = 1,5$ conforme NBR 6118 (ABNT, 2014);

3.1.3.7 VERIFICAÇÃO DE NÃO DESLIZAMENTO

A verificação para a condição de não deslizamento é calculado para as duas direções paralelos ao comprimento e à largura da sapata, conforme equações 8 e 9 a seguir.

$$D_x = \frac{F_k + P_p \cdot c_a}{Q_{x,k}} \geq FS_{des} \quad (\text{Equação 8})$$

$$D_y = \frac{F_k + P_p \cdot c_a}{Q_{y,k}} \geq FS_{des} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde: $c_a = 1,5$ (valor base do coeficiente de atrito solo-concreto);

$FS_{des} = 2$ (coeficiente de segurança do critério de não deslizamento);

F_k = carga vertical característica;

P_p = peso próprio da sapata;

$Q_{x,k}$ = Força cortante característico na direção x;

$Q_{y,k}$ = Força cortante característico na direção y;

3.1.3.8 VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO DA BIELA COMPRIMIDA

Segundo os autores do *software* (TQS Informática (2020), a verificação de compressão da biela comprimida é iniciada sobre o pretexto de que a tensão no pilar seja inferior à tensão limite no pilar e, concomitantemente, se a tensão na área ampliada, região localizada para além da área do pilar, seja inferior ao limite de tensão na área ampliada.

Primeiramente, o software calcula a tensão no pilar, de forma simplificada, em um ponto a um quarto de uma das dimensões do pilar ($b_x / 4$) e a um quarto da outra dimensão do pilar ($b_y / 4$), e compara essa tensão com a tensão no pilar, conforme equações a seguir.

$$\sigma_{c,pil} = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot (F_k + \frac{3M_{x,k}}{b_x} + \frac{3M_{y,k}}{b_y})}{A_p} \leq \sigma_{c,pil,lim} \quad (\text{Equação 10})$$

$$\sigma_{c,pil,lim} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde: γ_f = Coeficiente ponderador das ações, conforme tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

γ_n = Coeficiente adicional ponderador das ações;

F_k = carga vertical característica;

$M_{x,k}$ = momento característico em torno de x;

$M_{y,k}$ = momento característico em torno de y;

A_p = área da seção do pilar;

b_x e b_y = dimensões do pilar em x e em y;

f_{cd} = f_{ck} / γ_c ; é a resistência de cálculo do concreto;

γ_c = 1,4 coeficiente de segurança do concreto; e

f_{ck} em MPa.

Segundo os autores do *software*, para calcular a tensão na área ampliada, é necessário descobrir a profundidade de espraio das tensões (x). A partir das equações 12 das páginas 344 a 346 de (Fusco, 1994), concluíram que a profundidade de espraio das tensões é conforme equação 12 a seguir.

$$\frac{x}{b} = \frac{1 + \alpha}{4 \cdot \tan\theta} \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{4\alpha \cdot \gamma_n \cdot \left(\frac{1}{\gamma_n} - \frac{\rho \cdot f_{yd}}{0,2 \cdot f_{cd}} - \frac{0,85}{0,2} \right)}{(1 + \alpha)^2}} \right] \quad (\text{Equação 12})$$

Onde: b = Representa a menor dimensão do pilar;

α = relação entre a maior dimensão do pilar e a menor dimensão do pilar;

ρ = a taxa de armadura do arranque;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço (~43,5kN/m²);

f_{cd} = f_{ck} / γ_c ; é a resistência de cálculo do concreto;

θ = é ângulo de espraio das tensões;

γ_n = Coeficiente adicional ponderador das ações; e

x, limitada por: $x/h \leq 0,5$, onde h é a altura da sapata.

Portanto, para calcular a tensão da área ampliada e da tensão limite na área ampliada é necessário recorrer às equações a seguir:

$$b_{x,pil,amp} = b_{x,pil} + 2 \cdot x \tan\theta \leq B_{x,sapata} \quad (\text{Equação 13})$$

$$b_{y,pil,amp} = b_{y,pil} + 2 \cdot x \tan\theta \leq B_{y,sapata} \quad (\text{Equação 14})$$

$$A_{c,amp} = b_{x,pil,amp} \cdot b_{y,pil,amp} \quad (\text{Equação 15})$$

$$\sigma_{c,pil,amp} = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_n \cdot (F_k + \frac{3M_{x,k}}{b_x} + \frac{3M_{y,k}}{b_y})}{A_{c,amp}} \leq \sigma_{c,pil,amp,lim} \quad (\text{Equação 16})$$

$$\sigma_{c,pil,amp,lim} = 0,2 \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 17})$$

Onde: $b_{x,pil,amp}$ = dimensão ampliada do pilar na direção x;

$b_{y,pil,amp}$ = dimensão ampliada do pilar na direção y;

θ = é ângulo de espraçamento das tensões;

γ_f = Coeficiente ponderador das ações;

γ_n = Coeficiente adicional ponderador das ações;

F_k = carga vertical característica;

$M_{x,k}$ = momento característico em torno de x;

$M_{y,k}$ = momento característico em torno de y;

$A_{c,amp}$ = área ampliada da seção do pilar;

b_x e b_y = dimensões do pilar em x e em y;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$; é a resistência de cálculo do concreto;

$\gamma_c = 1,4$ coeficiente de segurança do concreto; e

f_{ck} em MPa.

3.1.3.9 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO DA SAPATA (A_s)

Para calcular a área de aço (A_s) o software possibilita utilizar dois métodos de cálculo: Cálculo como seção trapezoidal e cálculo como bloco rígido. O método utilizado neste projeto é o de seção trapezoidal e é feito através do método da flexão para o estado limite último, como já abordado no item 3.1.3.3.

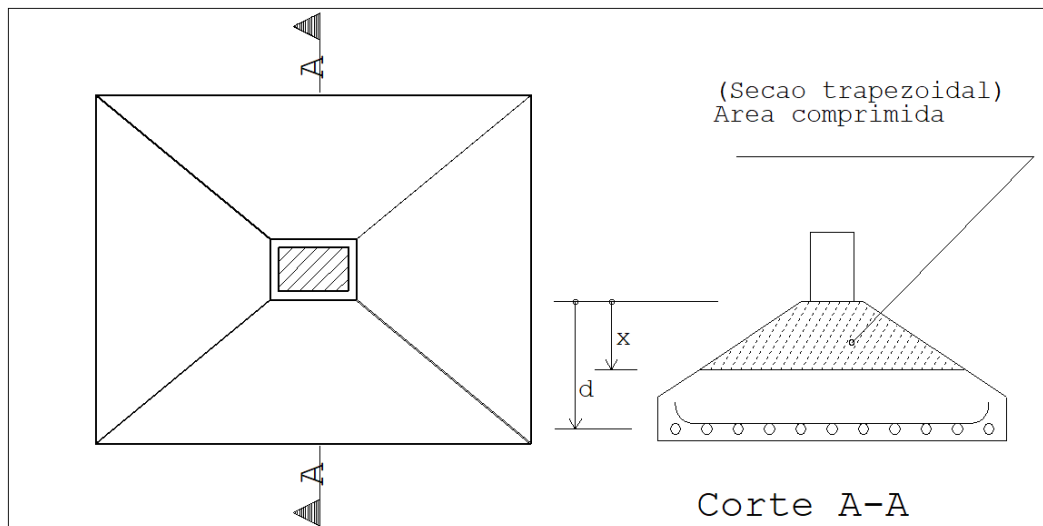


Figura 22 - corte de uma seção trapezoidal.

Fonte: (TQS Informática, 2020)

O cálculo do A_s é feito conforme equação 18 a seguir:

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (\text{Equação 18})$$

Onde: M_d é o momento de cálculo determinado na seção 3.1.3.3;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço ($\sim 43,5 \text{ kN/m}^2$). d = é a altura útil.

3.1.4 DADOS DAS SAPATAS

Os relatórios gerados pelo *software* foram gerados e foi inserido no final do projeto, no Anexo B, onde são apresentados os dados referentes ao dimensionamento do item 3.1.3. para todas as sapatas do projeto gerados pelo processamento computacional.

Os dados extraídos do *software* da Sapata S1 que foram ser utilizados no método analítico são apresentados a seguir:

Sapata: S1 Número = 1 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

xpil: 39.00 ypil: 39.00 Colarx: 1.25 Colary: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 165.00 Ysap: 170.00 Altura: 45.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 45.00

Volume: 1.18 m³

Área de Formas: 2.68 m²

Peso próprio: 29.6 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
FzMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
MxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
MxMin	9	21	362.2	-31.70	-21.30	0.00	-6.9	9.9
MyMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
MyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
FxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
FxMin	18	38	365.4	-31.80	-21.30	0.00	-7.0	10.0
FyMax	6	18	379.8	-67.70	-2.90	0.00	-1.3	20.9
FyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
Adicional	17	37	337.7	-31.40	15.40	0.00	4.3	9.8
Adicional	16	36	322.5	1.90	-3.00	0.00	-1.4	-0.3

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	92.11	17
-X	103.31	18
+Y	145.31	15
-Y	82.06	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	39.0	39.0	0.97	17	3.55	
-X	39.0	39.0	1.09	18	3.55	
+Y	39.0	39.0	1.54	15	3.55	
-Y	39.0	39.0	0.88	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	37.5	78.0	123.17	17	312.77	
-X	37.5	78.0	138.38	18	312.77	
+Y	37.5	78.0	200.47	15	313.26	
-Y	37.5	78.0	111.22	16	313.26	

Fendilhamento [kgf/cm²]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	7056.0	42.29	15	121.43	
seção X	1521.0	7056.0	9.12	15	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%): 0.001

Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	As,min,rho	As,min,crit	As,det
X	103.3	114.61	7.50	7.50	7328.8	0.07	0.00	7.5
Y	145.3	111.13	9.00	9.00	7116.2	0.07	0.00	9.0

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	7.5	4.7	16	8.0	10.0	
Y	9.0	5.8	13	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	291.5	405.0	
Y	378.7	432.9	

3.2 METODOLOGIA MANUAL

Como memorial de cálculo da metodologia manual, será desenvolvido o dimensionamento geométrico e estrutural de somente uma sapata, Sapata S1, seguido ao Apêndice A. Para as demais sapatas, utilizou-se a mesma metodologia, somente alterando os valores das cargas. O Apêndice B mostra a compilação das tensões admissíveis e tensões máximas transmitidas ao solo para todas as 18 sapatas. A planta de formas encontra-se no Anexo C.

3.2.1 PRÉ DIMENSIONAMENTO

Para o cálculo pela metodologia manual das sapatas rígidas isoladas é necessário definir uma geometria inicial da sapata para que se possa obter os parâmetros do solo, portanto, os dados iniciais de geometria da sapata S1 são os seguintes:

- Largura e comprimento B da sapata S1 = 190 cm (sapata quadrada), para facilitar o cálculo de dimensionamento (estimativa inicial); e
- Embutimento (D) = 200 cm.

O valor do embutimento (D) de 200 cm foi estimado devido ao valor de N_{spt} das camadas acima do embutimento serem de valor muito baixo. Foi realizado um estudo prévio e caso o embutimento fosse de 100 cm, as dimensões finais da sapata seriam 20% superiores aos valores de dimensões de uma sapata com embutimento igual a 200 cm. Caso o valor do embutimento fosse 300 cm, haveria dificuldades executivas e, provavelmente, necessitaria estudo geotécnico mais aprofundado conforme item 18.7.2.17 da NR18², utilizado para tubulões de céu aberto, mas podendo servir de segurança também para sapatas com embutimento acima de 3 m.

Para que a sapata S1 fosse considerada rígida, a altura h, deve satisfazer a equação 19, segundo item 22.6.1 da NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014).

$$h \geq (B - b)/3 \quad \text{(Equação 19)}$$

onde: h = altura total da sapata;

B = largura da sapata;

b = largura do pilar.

² NR 18 é a Norma Regulamentadora 18 - CONDIÇÕES DE SEGURANÇA E SAÚDE NO TRABALHO NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO

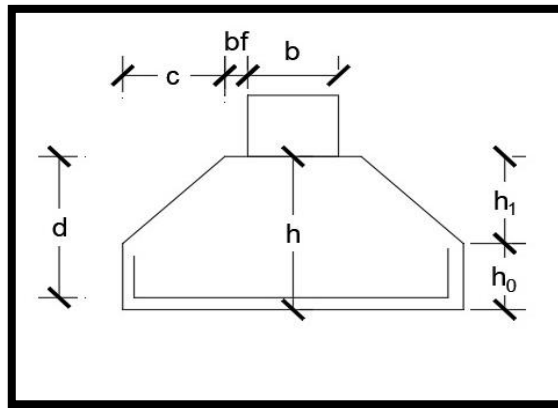


Figura 23 - planta de uma sapata quadrada.

Fonte: próprio autor

Assumindo valor de $B = 190$ cm e o $b = 39$ cm o valor inicial da altura da sapata S1 deve ser maior ou igual a 51 cm, portanto o valor escolhido para o h inicial é de 55 cm para que a sapata seja considerada rígida;

3.2.2 PARÂMETROS DO SOLO

Para calcular os parâmetros do solo, inicialmente, é necessário calcular a zona de influência da tensão exercida no solo (extensão do bulbo de tensões). Para isso, recorre-se ao cálculo de influência do bulbo de pressões conforme Jambu (1956) que indicou que uma placa quadrada, conforme ilustrado na figura 24, em contato com o solo, provoca influência das tensões até 2 vezes o valor de sua largura, até o limite máximo de influência de 10% da tensão original, na profundidade abaixo da sapata. Portanto, é necessário utilizar a faixa de influência do bulbo de tensões calculando um valor médio do $N_{spt,m}$ baseado nesta faixa, a média é definida como $N_{spt,médio}$.

Para a sapata S1 foi utilizado o valor de $2B$ igual 380 cm abaixo da base da fundação.

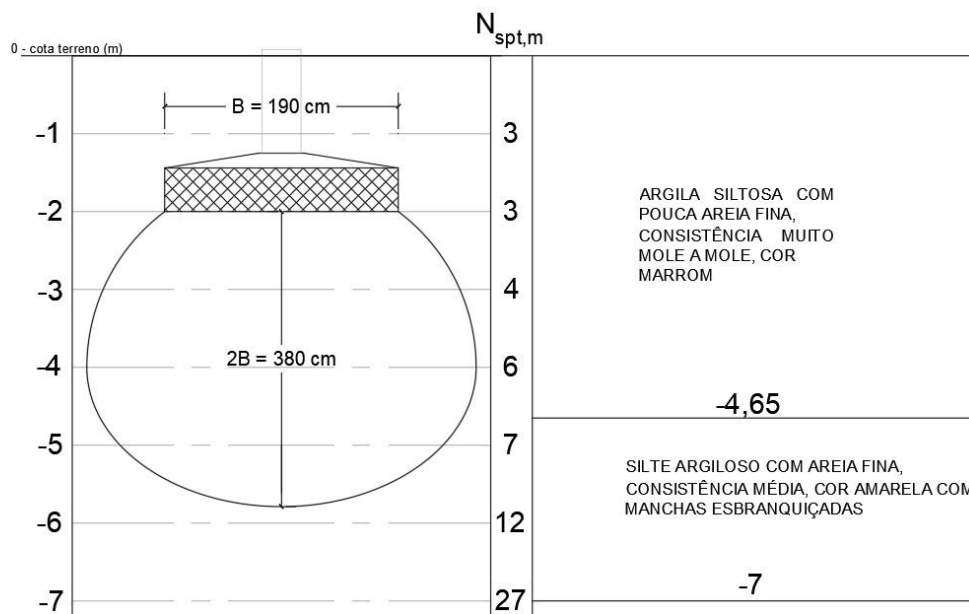


Figura 24 - Bulbo de tensões de uma placa quadrada 1,9m x 1,9m

Fonte: do autor

O valor do $N_{SPT,médio}$ é definido pela média, portanto, de 4 valores do $N_{spt,m}$ conforme tabela 2. São utilizados 4 valores, mas para segurança poderia ter-se utilizado a faixa da cota de 2 metros, incluindo mais um N_{spt} . Porém, o cálculo final para obtenção dos parâmetros do solo, e para cálculo de recalque os valores pouco diferem no resultado apresentado, sendo uma medida menos segura de cálculo.

Tabela 2 - valor do $N_{spt,médio}$ do bulbo de tensões da sapata S1

cota(m)	NSPT,m
3	4
4	6
5	7
6	12
Nspt,médio	$(4+6+7+12)/4 = 7,25$

Fonte: do autor.

Através do $N_{SPT,médio}$ da faixa de influência do bulbo de tensões é possível definir os parâmetros médios do solo, para isso, utiliza-se a tabela 3 na coluna tipo de solo “argila siltosa pouco arenosa (terciário)”, conforme análise do subsolo definido no ensaio de SPT.

Tabela 3 - Correlação do SPT com os parâmetros do solo

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0

Fonte: (Jopert Jr., 2007)

A tabela 3 foi definida por Jopert Jr. (2007), onde faz uma correlação de valores de faixa de SPT com os parâmetros do solo, de forma empírica. É uma das poucas referências para determinação de parâmetros para solos residuais. Além disso, determinou-se os parâmetros do solo através do valor médio de $N_{SPT,m}$, obtido na tabela 2, para o bulbo de tensões.

Os valores da tabela 3 podem diferir dos valores de parâmetro de solo reais, pois pode não representar, com grande precisão, o solo do projeto. O ideal, em um projeto de fundações, é que se execute outros tipos de ensaio para determinação desses parâmetros do solo para se obter um perfil do solo mais completo.

Para a faixa de N_{SPT} entre 6 e 10, assinalado na tabela 3, o ângulo de atrito efetivo (ϕ) é igual a 24° e o intercepto coesivo c' é igual a 20 kPa. Utiliza-se estes parâmetros obtidos para designar o tipo de ruptura através do ábaco da figura 25, que define como ruptura local, para os dados da sapata S1, através do cruzamento dos parâmetros.

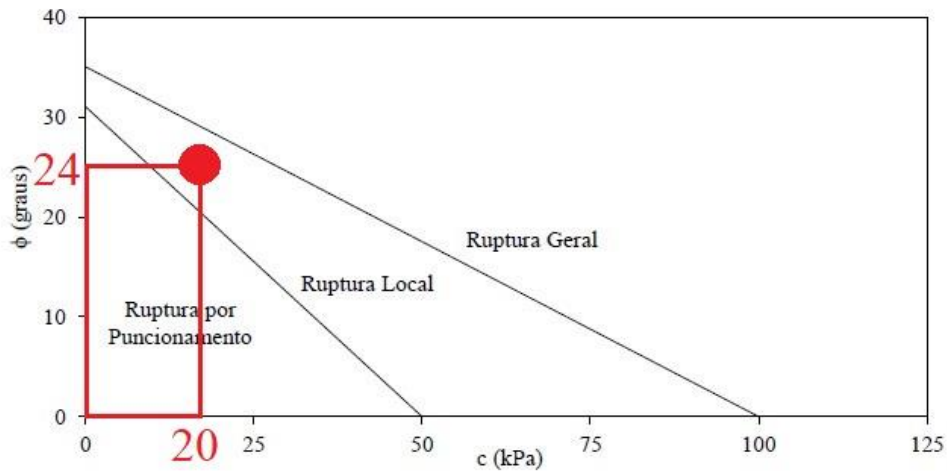


Figura 25 - Modos de ruptura para solos com c' e ϕ

Fonte: (Cintra, Aoki, & Albiero, 2011)

Os demais parâmetros obtidos da *tabela 3* são:

- peso específico do solo (γ) = 19kN/m³; e
- nível da água não é presente no perfil de solo (solo seco), o peso específico utilizado será o natural.

3.2.3 MÉTODOS DE CÁLCULO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

Para fazer o cálculo da tensão admissível do solo, foi necessário recorrer a duas metodologias de cálculo, segundo item 7.3 da norma NBR 6122 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações, 2019). Uma delas é o método analítico (teórico) da capacidade de carga através da teoria da capacidade de carga de Terzaghi (1943) e modificado por Hansen (1961). Já as outras duas metodologias se deram por métodos semiempíricos da carga admissível do solo, definidos por Skempton (1951) e por Mello (1975). No caso deste projeto, é utilizado o valor admissível médio dentre os métodos analítico e semiempíricos. O Fator de segurança global, FS_g , utilizado no método analítico da capacidade de carga foi de 3, segundo item 6.2.1.1.1 da NBR 6122 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações, 2019) para valores característicos de carga. Já para os métodos semiempíricos, os fatores de segurança, encontram-se embutidos nos próprios métodos, sendo obtida a tensão admissível de forma direta.

3.2.4 TEORIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE TERZAGHI (1943), HANSEN (1961)

Para o método analítico, usa-se a formulação generalizada da capacidade de suporte de Terzaghi (1943) e modificada por Brinch Hansen (1961) conforme equação 20:

$$\sigma_r = s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot c' \cdot N_c + s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \gamma_n \cdot D \cdot N_q + s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \gamma_n \cdot N_\gamma \quad (\text{Equação 20})$$

Onde: σ_r = Tensão de ruptura [kPa];

s = fatores de forma;

i = fatores de inclinação do carregamento;

d = fatores de profundidade da fundação;

b = fatores de inclinação da fundação;

g = fatores de inclinação do terreno superficial;

γ_n = peso específico do solo kN/m³;

B = largura da sapata ; e

c' = intercepto coesivo.

A equação 20 é dividida em 3 parcelas. A parcela com índice 'c' é a tensão de ruptura devido à coesão do solo. A parcela com índice 'q' é devido à sobrecarga. A parcela com índice 'γ' é devido ao atrito.

A ruptura do solo para a sapata S1 se dá de forma local, portanto as propriedades do solo c' e φ sofrem minoração conforme equações 21 e 22, apresentadas a seguir, se a ruptura fosse do tipo generalizada, essas propriedades não necessitariam de minoração. Todas as sapatas deste estudo, têm ruptura por puncionamento ou de forma lateral, com isso, as propriedades de todas as sapatas sofrem minoração.

$$c'^* = 2/3 \cdot c' \quad (\text{Equação 21})$$

$$\varphi^* = \arctg(2/3 \cdot \text{tg}\varphi) \quad (\text{Equação 22})$$

Onde: c' = intercepto coesivo; e

φ = ângulo de atrito efetivo.

Os novos valores de c' e φ que serão utilizado para o método é 13,3 kPa e 16,5°, respectivamente.

Para calcular os valores de N_q , N_c e N_γ são apresentadas, a seguir, as equações 23, 24 e 25 respectivamente para defini-las, e levam em consideração as propriedades do solo previamente calculados.

$$N_q = e^{\pi \cdot tg\varphi} \cdot tg^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (\text{Equação 23})$$

$$N_c = cotg\varphi \cdot (N_q - 1) \quad (\text{Equação 24})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\varphi \quad (\text{Equação 25})$$

Onde: φ é o ângulo de atrito interno em graus;

Os valores dos Índices da sapata S1 foram calculados e as tabelas de cálculo serão apresentados no final do trabalho:

$$N_q = 4,56, N_c = 12 \text{ e } N_\gamma = 3,3.$$

Os valores dos **índices s**, que leva em consideração o formato da sapata, que no caso da S1, é do tipo quadrado, tem seguem as seguintes equações 26, 27 e 28 para cada um dos índices:

$$s_c = 1 + N_q/N_c \quad (\text{Equação 26})$$

$$s_q = 1 + tg\varphi \quad (\text{Equação 27})$$

$$s_\gamma = 0,6 \quad (\text{Equação 28})$$

Os valores obtidos para os s foram os seguintes:

$$s_c = 1,38; s_q = 1,30; s_\gamma = 0,6$$

Para o cálculo dos **índices b**, que levam em consideração o ângulo de atrito e o ângulo de inclinação da base da fundação ' α '. Para o caso geral que é da sapata S1, os índices b são definidos conforme equações 29 e 30:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg\varphi)^2 \quad (\text{Equação 29})$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot tg\varphi) \quad (\text{Equação 30})$$

Onde: N_c e φ (ângulo de atrito) já previamente indicados e calculados; e
 α = ângulo de inclinação da base, em radianos

Para os **índices g**, que são os fatores de inclinação superficial do terreno, para o caso geral, levamos em consideração as seguintes equações 31 e 32:

$$g_\gamma = g_q = (1 - tg w)^2 \quad (\text{Equação 31})$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \cdot tg\varphi) \quad (\text{Equação 32})$$

onde: φ é o ângulo de atrito interno em graus; e
 w é o ângulo de inclinação do terreno em graus.

Os coeficientes b_c , b_q , b_γ , g_c , g_q e g_γ foram considerados unitários (valor de 1) porque ambas as bases da sapata S1 e o terreno são planos. E todas as sapatas do estudo possuem base plana e terreno plano, portanto para todos os valores dos índices mencionados no início do parágrafo são considerados unitários.

Para o cálculo dos fatores de profundidade (**índices d**), no caso geral, são calculados conforme as seguintes equações 33 e 34 para o caso em que a razão do embutimento (D) com a largura (B) do lado das sapatas são maiores do que 1, como no caso da sapata S1:

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg\varphi \cdot D/B \quad (\text{Equação 33})$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot tg\varphi) \quad (\text{Equação 34})$$

$$d_\gamma = 1$$

onde: φ é o ângulo de atrito interno em graus;
D é o embutimento da fundação em metros; e
B é a largura da fundação em metros.

Os valores obtidos para os índices d são os seguintes:

$$d_c = 1,31, d_q = 1,24 \text{ e } d_v = 1$$

Para os **índices i** é necessário, primeiramente, calcular a área fictícia (A') que leva em consideração a nova distribuição de tensões de acordo com a excentricidade, pois deve-se considerar que a carga disposta pode não ser aplicada no centro de gravidade (C.G.), com isso as tensões aplicadas na base são diferentes da tensão, caso a força fosse aplicada diretamente no C.G da fundação. O valor do maior momento na direção 1 é de 67,8 kN.m, com F_k (com majoração de 30% devido ao peso próprio e ao momento, como estimativa) de 497,77 kN, fazendo o e_1 ficar igual a 16 cm e o valor do maior momento na direção 2 é de 21,3 kN.m, portanto o e_2 é igual a 5 cm.

$$B1' = B1 - 2 \cdot e1 \quad (\text{Equação 35})$$

$$B2' = B2 - 2 \cdot e2 \quad (\text{Equação 36})$$

$$A' = B1' \cdot B2' \quad (\text{Equação 37})$$

Onde: $B1$ = é a largura em metros da sapata;

$B2$ = é o comprimento em metros da sapata; e

e_n = excentricidade do elemento na direção n , obtidos pela divisão de M_k por F_k em cada sentido.

O valor de $B1'$, $B2'$ e A' é respectivamente, 1,58 m, 1,80 m e 2,84m².

Para calcular os valores dos fatores ' i ', utilizamos os valores de B' calculados anteriormente, inicialmente calcula-se os índices ' m ' conforme as seguintes equações 38, 39 e 40:

$$m_B = \frac{\left(2 + \frac{B1'}{B2'}\right)}{\left(1 + \frac{B1'}{B2'}\right)} \quad (\text{Equação 38})$$

$$m_L = \frac{\left(2 + \frac{B2'}{B1'}\right)}{\left(1 + \frac{B2'}{B1'}\right)} \quad (\text{Equação 39})$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \operatorname{sen} \theta_n \quad (\text{Equação 40})$$

Onde: $B1'$ = é o lado 1 efetivo da sapata em metros;

$B2'$ = é o lado 2 efetivo da sapata em metros; e

$\theta_n = 90^\circ$, sendo este o ângulo de inclinação da carga horizontal em relação à reta paralela à B' , sendo que θ_n só é válido para $0^\circ < \theta_n < 90^\circ$.

Os resultados para os m da sapata S1 são os seguintes:

$$m_L = 1,47, m_B = 1,53 \text{ e } m = 1,53$$

Com os valores dos m é possível, por fim, calcular os índices i através das seguintes equações 41, 42 e 43:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c \cdot \cot g \varphi}\right]^m \quad (\text{Equação 41})$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \cdot t g \varphi)} \quad (\text{Equação 42})$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot \cot g \varphi}\right]^{m+1} \quad (\text{Equação 43})$$

Onde: A' é a área fictícia em m^2 ;

φ é o ângulo de atrito interno em graus;

c é a coesão efetiva em kN/m^2 ;

H é a magnitude da força horizontal em kN ;

V é a magnitude da força vertical em kN ;

Os valores de i calculados para a sapata S1 são:

$$i_q = 0,948, i_c = 0,933 \text{ e } i_\gamma = 0,915.$$

Calculando todos os índices de forma da equação 20 e calculando todos os índices N , foi possível calcular a tensão de ruptura do solo (σ_r), através do método analítico de Terzaghi, e o resultado é apresentado a seguir:

$$\sigma_r = 568 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo da tensão admissível do solo (σ_{adm}) é necessário dividir a tensão de ruptura pelo Fator de segurança global (FS_g):

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS_g} \quad (\text{Equação 44})$$

Utilizando o $FS_g = 3$ (carga característica) na equação 44 se obtém um valor de tensão admissível de 189,33 kPa.

3.2.5 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA CÁLCULO DA TENSÃO ADMISSÍVEL

Para continuar o estudo de tensão admissível, é feito o estudo por métodos semiempíricos e faz-se uma média entre todos os métodos. Os métodos utilizados serão somente para solos residuais e solos argilosos ou siltosos.

3.2.5.1 MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE SKEMPTON (1951)

Esse método é utilizado para argilas com N_{SPT} entre 5 e 20, o método é mais utilizado para capacidade de carga de solo argiloso saturado na condição não drenada. conforme equação 45 a seguir:

$$\sigma_{adm} = 20 \times N_{SPT, \text{médio}, 60} \quad (\text{Equação 45})$$

Onde: σ_{adm} é a tensão admissível aplicada ao solo; e

$$N_{SPT,m\u00e9dio,60} = N_{SPT,m\u00e9dio} * 1,2$$

Multiplicando os fatores da equa\u00e7\u00e3o 45, considerando $N_{SPT,m\u00e9dio,60}$ igual a 8,7, o valor encontrado para a tens\u00e3o admiss\u00edvel do solo para este m\u00e9todo \u00e9 de 174 kPa.

3.2.5.2 M\u00c9TODO SEMIEMP\u00cdRICO DE MELLO (1975)

M\u00e9todo utilizado para quaisquer tipos de solos para N_{SPT} entre 4 e 16, a equa\u00e7\u00e3o 46 determina o valor da tens\u00e3o admiss\u00edvel, dependente somente do valor do $N_{spt,m\u00e9dio}$ do bulbo de tens\u00f5es.

$$\sigma_{adm} = 100 \times (\sqrt{N_{SPT}} - 1) \quad \text{(Equa\u00e7\u00e3o 46)}$$

Onde: σ_{adm} \u00e9 a tens\u00e3o admiss\u00edvel aplicada ao solo; e

N_{SPT} \u00e9 o valor m\u00e9dio do $N_{SPT,m\u00e9dio}$ com valor de 7,3.

O valor encontrado σ_{adm} para a sapata S1 utilizando o m\u00e9todo semiemp\u00edrico de Mello \u00e9 igual a 169,3 kPa.

3.2.5.3 M\u00c9DIA DE VALORES DA TENS\u00c3O ADMISS\u00cdVEL PARA TODOS OS M\u00c9TODOS

Utilizando m\u00e9dia aritm\u00e9tica simples para os valores das tens\u00f5es admiss\u00edveis dos tr\u00eas m\u00e9todos (Terzaghi, Skempton e Mello) conforme equa\u00e7\u00e3o 47 a seguir, encontramos o seguinte resultado.

$$\sigma_{adm,m\u00e9d} = \frac{189,33 \text{ kPa} + 174 \text{ kPa} + 169,3 \text{ kPa}}{3} \quad \text{(Equa\u00e7\u00e3o 47)}$$

$$\sigma_{adm,m\u00e9d} = 177,53 \text{ kPa}$$

Ser\u00e1 utilizada a m\u00e9dia dos valores entres os tr\u00eas m\u00e9todos em todas as outras sapatas.

3.2.5.4 VERIFICA\u00c7\u00c3O DO DIMENSIONAMENTO

O valor da tens\u00e3o aplicada ao solo de projeto pela base (σ_{solo}) atrav\u00e9s da distribui\u00e7\u00e3o de cargas do pilar, pode ser calculada atrav\u00e9s da equa\u00e7\u00e3o 48:

$$\sigma_{solo} = \frac{F_k}{A'}$$

$$\sigma_{solo} = \frac{497,77}{2,84} = 175,27 \text{ kPa}$$

(Equação 48)

onde: F_k é a força vertical característica com valor de 382,90 kN (majorado em 30%)³;
 A' é a área fictícia⁴ da sapata com valor de 2,84 m², conforme equação 37; e
 O valor da tensão aplicada à sapata S1 é $\sigma_{solo} = 175,27$ kPa.

Para parâmetros de verificação é necessário comparar a tensão no solo com a tensão admissível conforme equação 49 a seguir:

$$\sigma_{adm} = 177,53 \text{ kPa} \geq \sigma_{solo} = 175,27 \text{ kPa}$$

(Equação 49)

3.2.5.5 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO FINAL DA SAPATA

Para determinar o valor real do peso próprio da sapata, não mais uma estimativa conforme item anterior, em conjunto com o peso do aterro acima da sapata, é necessário utilizar os valores do dimensionamento inicial como base. As dimensões, conforme figura 26, necessitaram ser calculadas, é necessário lembrar que a sapata e o pilar são quadrados e suas dimensões em um sentido são de valor igual para a outra dimensão.

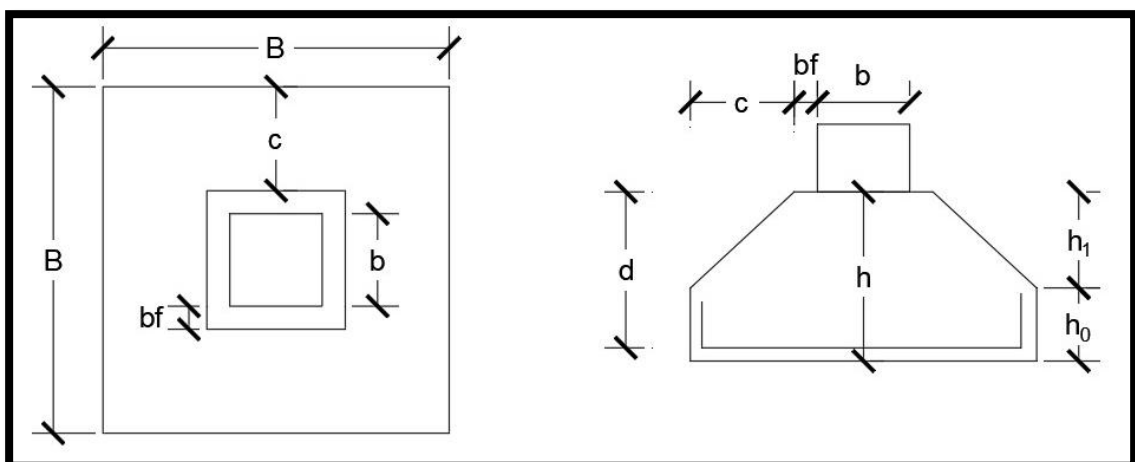


Figura 26 - Sapata rígida. Fonte: do autor

³ O valor de majoração de 30% é um valor estimado, composto por: 10% para o peso próprio e aterro, por ser sapata rígida, e 20% devido aos efeitos de tensão máxima provocadas pela ação do momento na sapata, oriundas da estrutura.

⁴ A área fictícia é utilizada, pois que leva em consideração a nova distribuição de tensões de acordo com a excentricidade.

- Área do topo da sapata (A_t) calculado através da equação 50.

$$A_t = (b + 2b_f)^2 = 0,1936m^2 \quad (\text{Equação 50})$$

Onde: b = comprimento lateral do pilar quadrado; e

b_f = comprimento do apoio para a forma do pilar na sapata.

- Área da base da sapata do pré dimensionamento (A) = $3,61m^2$
- Altura da sapata S1 foi definida na equação 19 sendo igual a 55 cm;

A altura vertical da parte inclinada (h_1) da sapata S1 depende do ângulo de inclinação máximo, para que esta região não necessite de formas para ser concretada. O ângulo máximo é de aproximadamente 15° , valor este determinado para o projeto, através de trigonometria chega-se ao valor de 18 cm para h_1 , e arredondando para o número múltiplo de 5 mais próximo, o valor final da altura $h_1 = 20$ cm. Segundo (Bastos, 2012) “O ângulo , de inclinação da sapata, deve ser preferencialmente igual ou menor que 30 graus, que é ângulo do talude natural do concreto fresco, a fim de evitar a necessidade de fôrma na construção da sapata.”

A altura vertical da base da sapata (h_0) se obtêm subtraindo o valor da altura da sapata (h) pela altura vertical da parte inclinada da sapata (h_1). O valor de $h_0 = 35$ cm. O valor recomendado de h_0 dever ser maior que 15, ou $h/3$, o menor entre eles.

O volume da base da sapata (V_{base}) é encontrado conforme a equação 51 a seguir.

$$V_{base} = A \cdot h_0 = 3,61 m^2 \cdot 0,35 m = 1,26 m^3 \quad (\text{Equação 51})$$

O volume do tronco da sapata (V_{tro}) é encontrada conforme equação 52 a seguir.

$$V_{tro} = \left(\frac{h_1}{3}\right) \cdot (A + \sqrt[2]{A \cdot A_t} + A_t) \quad (\text{Equação 52})$$

$$V_{tro} \cong 0,309 m^3$$

O volume da sapata (V_{sapata}) é encontrado somando o valor do volume da base (V_{base}) com o volume do tronco (V_{tro}), e o valor é de $1,573 m^3$.

O peso permanente da sapata ($G_{sapata,k}$) referente ao V_{sapata} é encontrado conforme equação 53 a seguir.

$$G_{sapata,k} = V_{sapata} \cdot \gamma_c = 1,573 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \quad (\text{Equação 53})$$

$$G_{sapata,k} = 39,32 \text{ kN}$$

Onde:

γ_c (Peso específico do concreto armado) = 25 kN/m³ conforme NBR 6118 (ABNT, 2014);

Peso característico do aterro $G_{aterro,k}$ da sapata S1 é encontrado segundo equação 54.

$$G_{aterro,k} = (V_e - V_{sapata}) \cdot \gamma_n = \quad (\text{Equação 54})$$

$$G_{aterro,k} = (7,22 \text{ m}^3 - 1,573 \text{ m}^3) \cdot 19 \text{ kN/m}^3 =$$

$$G_{aterro,k} = 107,3 \text{ kN}$$

Onde: V_e = Volume total de escavação da vala da sapata = $A \cdot D = 7,22 \text{ m}^3$; e
 γ_n = Peso específico do solo = 19kN/m³.

Portanto, a carga permanente do aterro ($G_{aterro,k}$) somada à carga permanente da sapata ($G_{sapata,k}$) resulta no valor do acréscimo de peso da carga vertical oriunda da estrutura, denominada peso permanente da fundação ($G_{fun,k}$). O valor encontrado do $G_{fun,k}$ é de 146,62 kN, representando aproximadamente 38% do valor da carga vertical característica da estrutura.

Para dar seguimento ao cálculo do dimensionamento da sapata S1, é necessário levar em consideração que o novo peso permanente (Q_k) agora é de **529,52 kN**, sendo este a soma do $G_{fun,k}$ com o F_k . Com este novo valor de Q_k , é possível calcular a tensão máxima aplicada ao solo através do acréscimo de carga relativo aos momentos atuantes, que antes era estipulado junto com o peso próprio da sapata, na primeira majoração de 30%.

O momento máximo atuante na sapata, na direção x ($M_{k,x}$) é de 67,8 kN.m, em módulo, e na direção y ($M_{k,y}$) é de 21,3 kN.m, em módulo.

Com os valores de momentos $M_{k,x}$, $M_{k,y}$ e carga Q_k é necessário calcular as excentricidades (e), que serão utilizadas no método de cálculo para sapatas isoladas submetidas a flexão composta, para calcular a nova tensão na base da sapata.

O valor da excentricidade é calculada conforme equações a seguir:

$$e_x = \frac{M_y}{Q_k} \quad (\text{Equação 55})$$

$$e_y = \frac{M_x}{Q_k} \quad (\text{Equação 56})$$

Onde: e_x = a excentricidade na direção de x;

e_y = a excentricidade na direção de y;

Q_k = novo peso permanente característico atuante na sapata S1, em kN;

M_x = maior momento em torno de x; e

M_y = maior momento em torno de y.

Os valores calculados de e_x e e_y são, respectivamente, 4 cm e 13 cm.

Para o próximo passo é necessário determinar em qual zona a excentricidade irá recair, segundo figura 27 a seguir:

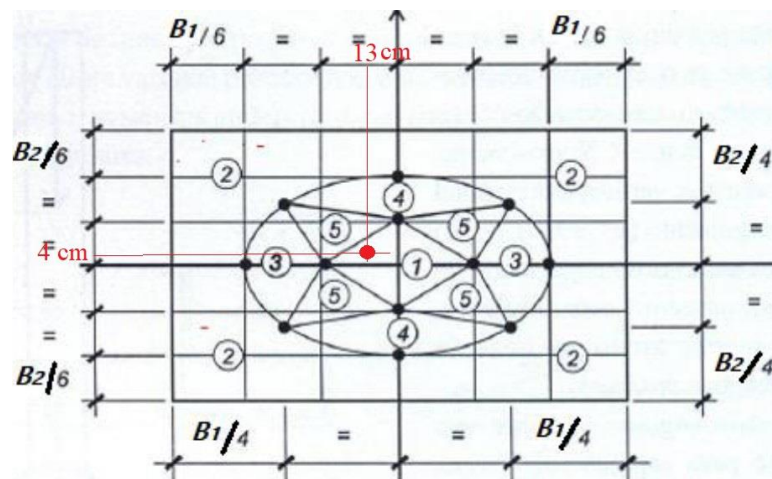


Figura 27 - zonas de distribuição de tensão. Fonte (Campos, 2015)

Com $B_1/6$ e $B_2/6$ com valores próximos a 33,3 cm, a carga axial se encontraria dentro do da zona 1. Para a zona 1 a equação da tensão do solo máxima ($\sigma_{\text{solo,máx}}$) é a seguinte:

$$\sigma_{\text{solo,máx}} = \frac{Q_k}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_1} + \frac{6 \cdot e_y}{B_2} \right) \quad (\text{Equação 57})$$

$$\sigma_{solo,m\acute{a}x} = \frac{529,52}{3,61} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,04}{2} + \frac{6 \cdot 0,13}{2} \right)$$

$$\sigma_{solo,m\acute{a}x} = 224,62 \text{ kN/m}^2$$

O valor da tens\~ao no solo ($\sigma_{solo,m\acute{a}x}$), agora, deve ser comparada com a tens\~ao admiss\~ivel (σ_{adm}) assim como foi executada na equa\~cao 49, declarada agora na equa\~cao 58. Por\~em, neste caso, a tens\~ao admiss\~ivel (σ_{adm}) utilizada no dimensionamento final pode ser majorada em 15%, pois segundo item 6.3.2 da NBR 6122 (Associa\~cao Brasileira de Normas T\~ecnicas, NBR 6122:2019 - Projeto e execu\~cao de funda\~coes, 2019), quando o vento \u00e9 a principal carga vari\~avel \u00e9 feito este acr\~escimo podendo-se utilizar este artif\~cio, que \u00e9 o caso do projeto em estudo. Assim, o valor de tens\~ao admiss\~ivel final utilizada para o c\~alculo do dimensionamento \u00e9 de **204,16 kPa**, quando comparado com o valor da tens\~ao m\~axima aplicada ao solo.

$$\sigma_{adm} = 204,16 \text{ kPa} \leq \sigma_{solo,m\acute{a}x} = 224,62 \text{ kPa} \quad (\text{Equa\~cao 58})$$

\u00c9 visto que na equa\~cao 58 a tens\~ao admiss\~ivel \u00e9 menor do que a atuante m\~aximo no solo, portanto, \u00e9 necess\~ario aumentar a \u00e1rea da base para que a verifica\~cao ELU de esgotamento da capacidade de carga e instabilidade global sejam cumpridas. O valor da \u00e1rea m\~inima (A_{min}) nova \u00e9 definido segundo equa\~cao 59 a seguir.

$$A_{min} = \frac{Q_{k,total}}{\sigma_{adm}} = \frac{810,88}{204,16} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{kN/m}^2} = 3,97 \text{ m}^2 \quad (\text{Equa\~cao 59})$$

Onde: $Q_{k,total} = \sigma_{solo,m\acute{a}x} \cdot A = 204,16 \text{ kPa} \cdot 3,61 \text{ m}^2 = 810,88 \text{ kN}$;

O valor do A_{min} \u00e9 o limite m\~inimo para a \u00e1rea da base da sapata (A). Portanto o m\~ultiplo de 5 cm mais pr\~oximo da largura inicial da sapata \u00e9 200 cm e a \u00e1rea da sapata \u00e9 de 4 m²

Com o valor das dimens\~oes finais definidas \u00e9 necess\~ario recalculer v\~arios itens para o novo valor de largura, profundidade e \u00e1rea da base da sapata.

O primeiro valor alterado \u00e9 da tens\~ao admiss\~ivel, com majora\~cao de 15%, passou para 207,93 kPa.

O valor da tens\~ao no solo (σ_{solo}) da equa\~cao 57, passou para 203,16 kPa.

O volume de concreto da sapata S1 de projeto final é calculado conforme equações 51 e 52, e o valor final de volume de concreto é de, aproximadamente, 1,74 m³.

Para continuar o dimensionamento, agora, é necessário calcular a área de forma (A_{forma}), para ser usado na concretagem da sapata. A área de forma é calculado através da equação 60.

$$A_{forma} = h_0 \cdot \mu_s \quad (\text{Equação 60})$$

Onde: h_0 = altura do rodapé da sapata S1; e

μ_s = perímetro da lateral da base da sapata, calculado utilizando a equação 61.

$$\mu_s = 4 B \quad (\text{Equação 61})$$

Sendo: B = comprimento final da sapata quadrada.

O valor de área de forma para a sapata S1 é de 2,8 m².

O apêndice A apresenta os cálculos para a nova área de 4 m², demonstrando que a carga máxima é inferior a tensão admissível. Já o apêndice B apresenta uma compilação dos valores de tensão admissível e tensão máxima transmitida para o solo das 18 sapatas que compõem o projeto, demonstrando que as dimensões adotadas atendem ao critério do estado limite último (ELU), ou seja, a tensão máxima aplicada ao solo é inferior à tensão suportada pelo solo.

3.2.5.6 VERIFICAÇÃO QUANTO À RUPTURA POR DESLIZAMENTO

Para a verificação da carga horizontal quanto à condição de não-deslizamento, utilizou-se as seguintes equações:

$$tg\varphi_b = \frac{2}{3} \times tg\varphi \quad (\text{Equação 62})$$

$$cb = 0,5 \times c' \quad (\text{Equação 63})$$

$$H_{k,máx} = \frac{Q_{k,total} \times tg\varphi_b + A \times c_b}{FS} \quad (\text{Equação 64})$$

Onde: $\varphi = 16,53^\circ$ é ângulo de atrito interno do solo minorado;

$c' = 13,33$ kPa, intercepto coesivo minorado;

$Q_{k,total}$ = calculado através da equação 59;

A = área da base da sapata, em m^2 ;

$H_{k,máx}$ = valor máximo da componente horizontal atuante na sapata S1, em kN;

$FS = 2$, diferente do FSg da tensão admissível que é outro valor.

O valor de $tg\phi_b = 0,2$ e $c_b = 4,44$ kN/m² é encontrado após aplicação de suas equações.

O valor de H_k é fornecido pelo software e o valor é de 20,9 kN para a sapata S1.

O valor encontrado para o $H_{k,max}$:

$$H_{k,máx} = \frac{812,6kN \times 0,2 + 4 m^2 \times 4,44 kN/m^2}{2} = 82,25 kN$$

$$H_{k,máx} = 89,29 kN > 20,8 kN = H_k \quad (\text{Equação 65})$$

A carga máxima horizontal $H_{k,máx}$ referente à condição de não-deslizamento é muito maior do que a maior carga horizontal atuante na base do pilar, portanto não há condições do mecanismo de deslizamento ser impactantes para a sapata S1.

3.2.5.7 VERIFICAÇÃO POR TOMBAMENTO

Segundo (Bastos, 2012), é necessário verificar as sapatas à condição de tombamento conforme figura 26.

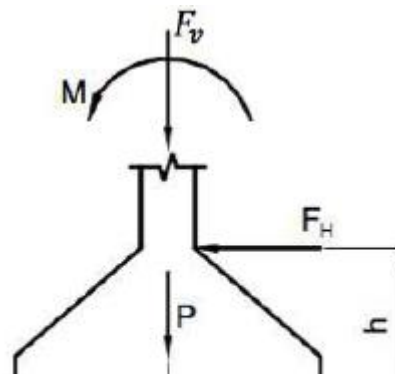


Figura 28 - solicitações de tombamento na sapata.

Fonte: (Santos & Giongo, 2008)

O momento de tombamento é calculado através da equação 66 a seguir.

$$M_t = M + H_k \cdot h \quad (\text{Equação 66})$$

Onde: $M = 67,8$ kN.m, sendo o maior momento aplicado na sapata pela estrutura;

$F_h = H_k = 20,80$ sendo a maior força horizontal aplicada na sapata pela estrutura;

$h = 0,6$ m, sendo este valor igual a altura da sapata.

O valor encontrado para M_t na sapata S1 é de 79,30 kN.m

E o momento resistente ao tombamento é dado por:

$$M_{r,t} = (F_k + P) \cdot A/2 \quad (\text{Equação 67})$$

Onde: $F_v = F_k =$ a ação vertical aplicada à sapata pela estrutura;

$P =$ peso próprio da sapata; e

$A =$ área da base da sapata.

O valor encontrado para $M_{r,t}$ sapata S1 é de 852,71 kN.m

Segundo Montoya (1973) apud (Santos & Giongo, 2008), para que exista, estabilidade a condição de tombamento deve seguir o critério da equação a seguir.

$$S_t = \frac{M_{r,t}}{M_t} = \frac{852,71}{79,30} = 10,75 \geq 1,5 = FS_{tomb} \quad (\text{Equação 68})$$

Devido à magnitude das cargas e momentos de todas as sapatas e, conforme o resultado obtido para o S_t da sapata S1, a verificação para o tombamento em todas as sapatas restantes é sempre superior a 10, pois os valores de Cargas verticais são muito superiores em módulo com relação aos momentos aplicados nas sapatas.

3.2.5.8 VERIFICAÇÃO DE ELS - RECALQUES EXCESSIVOS

Este item irá apresentar a determinação dos recalques somente para a sapata, S1, sendo no Apêndice C apresentado uma compilação dos valores de recalque e distorções angulares entre todas as sapatas.

Para o projeto da sapata S1 é necessário que se verifique o recalque para ele não seja excessivo ao ponto de criar mecanismos de decorrência de rupturas da estrutura do prédio. A geometria da sapata S1 será ajustada, aumentando a sua geometria, caso necessário, até que seja verificada a condição de recalques excessivos e movimentos excessivos das fundações.

Para calcular o recalque prévio da sapata S1 é necessário recorrer a métodos teóricos (analíticos) e semiempíricos, para compor a equação 69 a seguir:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_a + \rho_s \quad (\text{Equação 69})$$

Onde:

ρ_t = recalque total;

ρ_i = recalque imediato;

ρ_a = recalque por adensamento primário, e

ρ_s = recalque secundário ou creep.

Para o solo deste projeto e para a verificação do recalque da sapata S1, somente o termo de recalque imediato (ρ_i) será levado em consideração, pois segundo Schneider (2020) o termo de adensamento primário (ρ_a) é devido, basicamente, pela redução de vazios do solo através de escape de água. Para solos de granulometria fina, como é o exemplo do solo deste projeto, o processo é demorado, e poderia levar anos, podendo não afetar imediatamente a estrutura, mas afetá-la a longo prazo, pois os espaços de vazios em solos argilo-siltosos é, normalmente, bem reduzido. O recalque secundário (ρ_s), por sua vez, é apresentado após o adensamento primário, quando as tensões no solo se estabilizaram. O recalque secundário é devido à alteração no posicionamento das partículas do solo, após dispersão por excesso de poropressão. O fenômeno Creep, como é chamado o recalque secundário, ocorre em todos os solos, mas de forma mais impactante em solos com grande quantidade de matéria orgânica. É visto que o creep ocorre de maneira decrescente ao longo do tempo.

3.2.5.8.1 MÉTODO TEÓRICO DA ELASTICIDADE PARA CAMADA INFINITA. (PERLOFF & BARON, 1976)

Para o cálculo do recalque imediato com a teoria da elasticidade pode-se usar as seguintes equações:

$$\rho_i = q * B * I_p * \frac{1 - \nu^2}{E_s} \quad (\text{Equação 70})$$

Onde: $q = \sigma_{solo}$ = tensão aplicada ao solo pela estrutura (estrutura + reaterro + peso fundação);

B = comprimento final da sapata;

ν = coeficiente de Poisson do solo = 0,29;

E_s = valor médio de Módulo de deformabilidade, através de método de (Ruver, 2005)⁵ conforme equação 71; e

$I_p = 0,99$ = valor encontrado na tabela 4

Tabela 4 – Fator de influência I_p para a equação 38

Sapata Flexível				Rígida
Forma	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

fonte: adaptado de (Perloff & Baron, 1976)

$$E_s = 2,0135 \cdot N_{spt,méd,60}^{1,0013} \quad (\text{Equação 71})$$

Onde: $N_{spt,méd,60} = 8,7$.

⁵ O método de Ruver é desenvolvido para solos residuais, desenvolvendo uma equação afim de possibilitar determinar um valor provável do módulo de Elasticidade (E_s), baseado em valores médios de ensaio de SPT, por meio de regressão linear.

O valor do E_s encontrado através de resolução da equação 71 é de 17,57 MPa.

Após todos os fatores da equação 70 serem encontrados, agora é necessário calcular o valor de ρ_i para a teoria da elasticidade que é igual a 20,97 mm.

3.2.5.8.2 MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE SCHULTZE E SHERIF (1973)

O método de Schultze e Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982) consiste em estimar o recalque de fundações diretas, para solos arenoso, através de equação linear. Utiliza-se a equação 72 para definir o recalque.

$$\rho_i = (S \cdot \sigma) / \{N_{spt,méd}^{0,87} \cdot [1 + 0,4 \cdot (D/B)]\} \quad (\text{Equação 72})$$

Onde:

ρ_i = recalque, em mm;

S = coeficiente de recalque, em cm³/kg obtido no ábaco da figura 27;

$N_{spt,méd}$ = valor médio de SPT;

D = profundidade da fundação, em m;

B = largura da fundação, em m;

L = comprimento da fundação, em m;

σ = tensão máxima de contato do solo, em kg/cm (carga estrutural + peso fundação + reaterro).

O valor do coeficiente S é encontrado no ábaco da figura 29 a seguir.

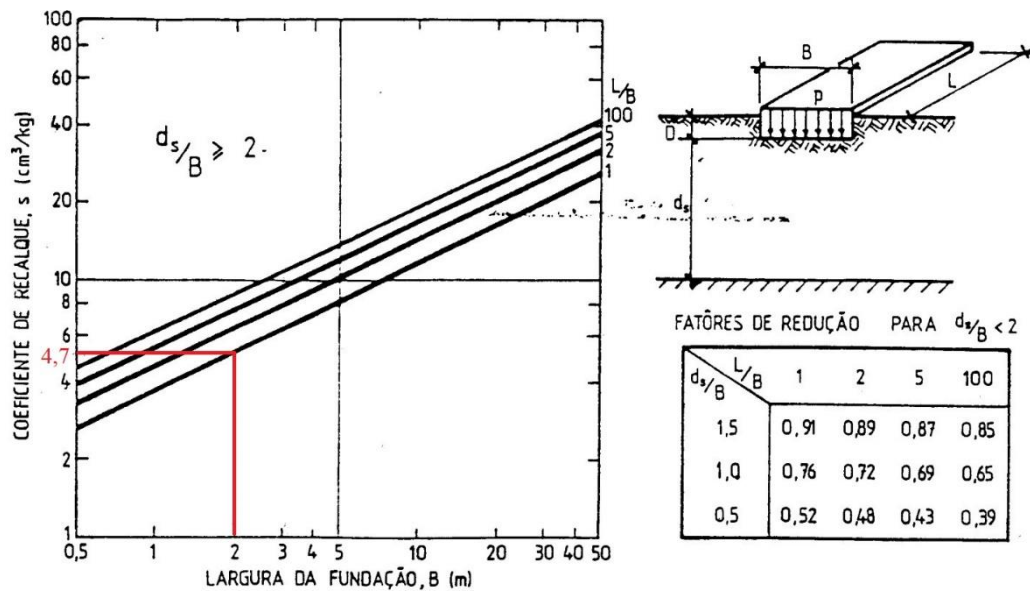


Figura 29- ábaco utilizado para o S do método de Schultze e Sherif (1973)

$$\rho_i = (47 \text{ m}^3/\text{kN} \cdot 203,16 \text{ kN/m}^2) / \{6,4^{0,87} \cdot [1 + 0,4 \cdot (2 \text{ m}/2 \text{ m})]\}$$

$$\rho_i = 0,00908 \text{ m} = 12,17 \text{ mm}$$

Para a sapata S1, o valor do recalque em mm, através do método de Schultze e Sherif (1973, apud Milititsky et al., 1982) é de 12,17 mm.

3.2.5.8.3 MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE RUFER (2005)

É utilizado neste projeto, o método semiempírico desenvolvido por Ruffer (2005) para solos residuais com lado B da fundação entre 30 cm e 160 cm. A equação 73 apresenta o valor esperado de recalque para as fundações superficiais.

$$\rho_i = (0,308 \cdot q \cdot B) / N_{spt,60}^{0,93} \quad (\text{Equação 73})$$

Onde: $N_{spt,60}$ = é a média aritmética dos números dos golpes de ensaio de SPT no bulbo de tensões da sapata quadrada;

q = tensão máxima aplicada ao solo, em kPa (carga estrutural + peso fundação + reaterro);

B = comprimento de um dos lados da sapata; e

ρ_i = ao recalque imediato.

$$\rho_i = (0,308 \cdot 203,16 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m}) / 7,68^{0,93}$$

$$\rho_i = 16,74 \text{ mm}$$

A sapata S1 apresenta o valor provável para o recalque imediato (ρ_i) de 16,74 mm.

3.2.5.8.4 MÉTODO ANALÍTICO DE SCHMERTMANN MODIFICADO (1978)

O modelo de Schmertmann (1970) modificado por Hartman e Brown (1978), apresenta um estudo sobre a deformação vertical do solo, sendo utilizado o fator de deformação I_z para sapata quadrada.

O pico do fator I_z , chamado de $I_{z,max}$ sendo dado pela equação 74 a seguir.

$$I_{z,max} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (\text{Equação 74})$$

Onde: σ^* = a tensão líquida de tensão da estrutura aplicada ao solo; e

σ_v = a tensão à cota do $I_{z,max}$.

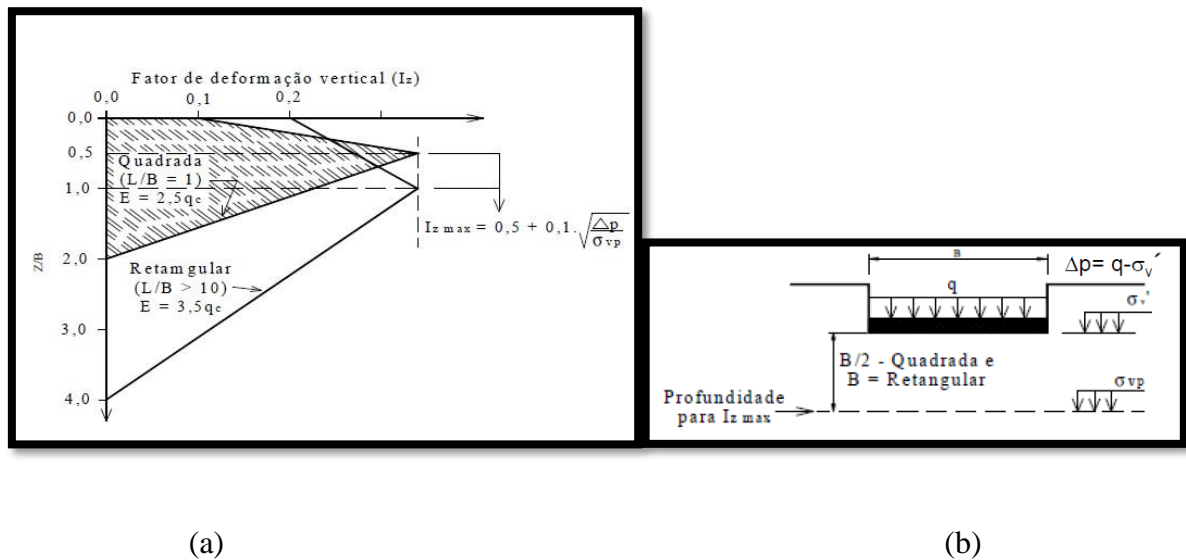


Figura 30 - Valores de I_z sugeridas ao modelo Schmertmann (1978):

(a) ábacos para o cálculo dos fatores de deformação I_z , e (b) são os detalhes para determinação das tensões aplicadas à fundação.

Fonte: Schmertmann (1970) adaptado por Hartman e Brown (1978)

Para apresentar os valores de recalque, antes, é necessário definir a equação que rege a teoria de Schmertmann (1970), e é dado conforme equação 75 a seguir.

$$\rho_i = 1000 \cdot C_e \cdot C_t \cdot q \cdot \sum_0^{2B} \frac{\Delta I_z}{\Delta E_s} \quad (\text{Equação 75})$$

Onde: $C_e = 1 - 0,5 * (\sigma'_v)/(q - \sigma'_v) \geq 0,5$. $C_e = 0,87$ (fator de embutimento);

$C_t = 1$, pois é para valores imediatos (fator de creep);

E_s = módulo de elasticidade, o mesmo módulo utilizado na teoria de elasticidade;

I_z = fator de deformação definido do ábaco da figura 8 (a);

q = carga transferida ao solo (carga estrutural + peso fundação + reaterro);

B = largura da sapata.

O valor de E_s é calculado conforme o N_{SPT} da camada analisada através da Equação 71. Por exemplo, a primeira camada possui $N_{SPT,médio}$ de 4, utilizando a equação do método de Ruser (2005), e N_{SPT} de 4, o valor de $E_s = 9,7\text{MPa}$. Para as demais camadas é só utilizar a equação 71, e será solucionado.

A tabela apresentada a seguir é o resumo do cálculo para a sapata S1, sendo o valor do recalque imediato para o método de Schmertmann de 18,30 mm.

Tabela 5 - tabela resumo dos dados método Schmertmann para a sapata S1

Camada	ΔZ [m]	Z [m]	I_z	NSPT	E_s	$I_z * \Delta Z / E_s$
1	1,00	2,5	0,38513	4	9,7	39,76741
2	1,00	3,5	0,559	6	14,5	38,42831
3	1,0	4,5	0,335	7	17,0	19,75917
4	1,0	5,5	0,112	12	29,1	3,83937
					Σ	101,7943
Recalque					$\rho_i =$	18,30 mm

fonte: do autor

3.2.5.8.5 VERIFICAÇÃO DE RECALQUES EXCESSIVOS DA SAPATA (ELS)

Para fazer a verificação para recalques é necessário fazer uma média aritmética simples do resultado de todos os métodos e comparar com os limites máximo previstos indicados por estudos como (Terzaghi & Peck, 1967) aconselhando, para o caso de sapatas isoladas, que o valor do recalque diferencial não exceda 50% do maior recalque medido e sob condições extremas como por exemplo sapatas com tamanhos e embutimentos muito distintos, o limite de recalque diferencial não deve exceder 75% do recalque máximo. Segundo Terzaghi e Peck, um

recalque diferencial próximo a 20 mm ainda pode ser considerado um valor razoável para estruturas como edifícios de escritórios, residenciais e industriais, e ainda aconselham como valor de recalque admissível ($\rho_{i,lim}$) o valor máximo de 25 mm.

O valor da média aritmética dos recalques para a sapata S1 é de:

$$\rho_i = (20,97 \text{ mm} + 12,17 \text{ mm} + 16,74 \text{ mm} + 18,3 \text{ mm}) / 4 = 17,05 \text{ mm}$$

$$\rho_i = 17,05 \text{ mm} < 25 \text{ mm} = \rho_{i,lim}.$$

3.2.5.8.6 RECALQUE DIFERENCIAL POR DISTORÇÃO ANGULAR

O recalque diferencial é calculado através da distorção angular, e o valor máximo de distorção deve ser de 1/300 para que a estrutura não tenha trincas acentuadas, com comprometimento estrutural (para ELU) conforme Schneider (2020). Para isso, é necessário calcular a diferença entre os recalques de duas sapatas e dividir pela distância entre elas conforme equação 76 a seguir.

$$\omega_a = \tan \theta_a = \frac{\Delta \rho}{L} \quad (\text{Equação 76})$$

A sapata S1 possui $\rho_i = 18,61$ mm de recalque médio. Conforme a planta de formas encontrada no Anexo C, as sapatas adjacentes à sapata S1 são sapatas S2, S7 e S8. Os demais cálculos entre sapatas mais afastadas se encontram no apêndice C ao final do projeto, sendo que os valores de distorção entre as outras sapatas são menores do que as definidas abaixo.

O valor de recalque para a sapata S2 é de 17,96 mm e o L até a sapata é de 5 metros.

O valor de recalque para a sapata S7 é de 18,98 mm e o L até a sapata é de 4,55 metros.

O valor de recalque para a sapata S8 é de 21,93 mm e o L até a sapata é de 6,65 metros.

O valor de ω_a entre sapatas S1 e S2 é de $0,00018 \leq 0,0033 = 1/300$.

O valor de ω_a entre sapatas S1 e S7 é de $0,00017 \leq 0,0033 = 1/300$.

O valor de ω_a entre sapatas S1 e S8 é de $0,00051 \leq 0,0033 = 1/300$.

Para todas as distorções entre todas as sapatas os valores de ω_a são muito inferiores à 0,003, pois todas as sapatas se recalcam, basicamente, nas mesmas magnitudes, entre 17 mm e 23 mm.

Visto que as verificações, até então, corroboram para o fato de que não é necessário aumentar ainda mais o tamanho da sapata S1, portanto o valor final de área de base é 4 m².

3.2.6 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

O método indicado segundo NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014) para realizar o cálculo das armaduras em sapatas isoladas rígidas, é o método das bielas comprimidas. Após cálculo dos esforços nas barras tracionadas é feita a área mínima necessária para que a verificação ELU para ruptura estrutural do elemento submetido à flexão. Os valores das dimensões da sapata S1 para o dimensionamento estrutural serão os mesmos utilizados no dimensionamento final da sapata S1 calculados pelo *software*, é necessário este artifício para se ter uma comparação mais fidedigna.

3.2.6.1 MÉTODO DAS BIELAS TRIDIMENSIONAIS

Para definir a armadura da sapata S1 rígida, foi utilizado o método das bielas de concreto comprimido, que foi proposto por Lebellet (1936, apud Bastos, 2012), que consiste em definir o esforço transferido da estrutura, através de bielas de concreto, para as barras de aço posicionadas na base da sapata, causando um efeito de tração nas barras, conforme detalhado na figura 31.

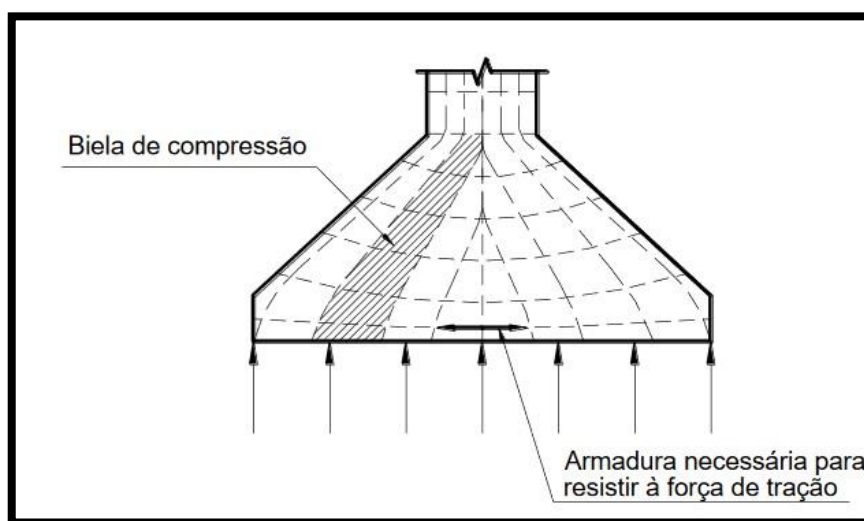


Figura 31 - corte lateral de uma sapata e os esforços nela presentes

Fonte: bastos (2019)

Segundo Guerrin (1955, apud Bastos, 2012), em ensaios executados, é demonstrado que não ocorre ruptura por compressão nas bielas de concreto, portanto, a verificação do concreto é dispensada.

Para iniciar os cálculos é necessário determinar a altura útil (d), conforme o limite mínimo estabelecido na equação 77. A figura 23, no início da seção 3.2, onde se exemplifica o local de medição da altura útil.

$$d_{min} \geq \frac{B - b}{4} \quad (\text{Equação 77})$$

$$d_{min} \geq \frac{165 - 39}{4} = 31,5 \text{ cm}$$

O valor mínimo para a altura útil (d_{min}) é definido como 31,5 cm.

O valor definido para a altura útil (d) é de 40, pois é definido no software ao fim da seção 3.1 que a altura fosse $h = 45$ cm e cobrimento de 5 cm, portanto o d é a diferença entre ambos. Com a altura útil $d = 40$ cm a equação 77 é verificada.

O próximo passo é determinar a força de tração (R_{sd}) na armadura principal das sapatas. Como as sapatas não são quadradas pois é utilizada as dimensões geométricas do *software*, os valores das forças de tração nas barras nas duas direções não são iguais, fazendo com que as áreas de aço (A_s) nas duas direções sejam diferentes. O valor de $R_{sd,x}$ é majorado somente pelo momento atuante na sapata (M), sendo assim, o elemento de fundação é considerado ser submetido a flexão composta oblíqua. É considerado o pior caso de todas as combinações de ações para determinar os momentos atuantes em x e em y . O valor da tensão na sapata (σ_{sapata}) que deverá utilizado é o valor máximo de tensão no solo ($\sigma_{sapata,máx}$) como sendo atuante em toda a base, de forma uniforme.

Os valores de excentricidade seguem as mesmas equações 55 e 56 do item 3.2.5.5. deste projeto, e os valores encontrados para e_x e e_y , são, respectivamente 6 cm e 19 cm.

Para o próximo passo é necessário determinar em qual zona a carga axial incrementada irá recair, segundo figura a seguir:

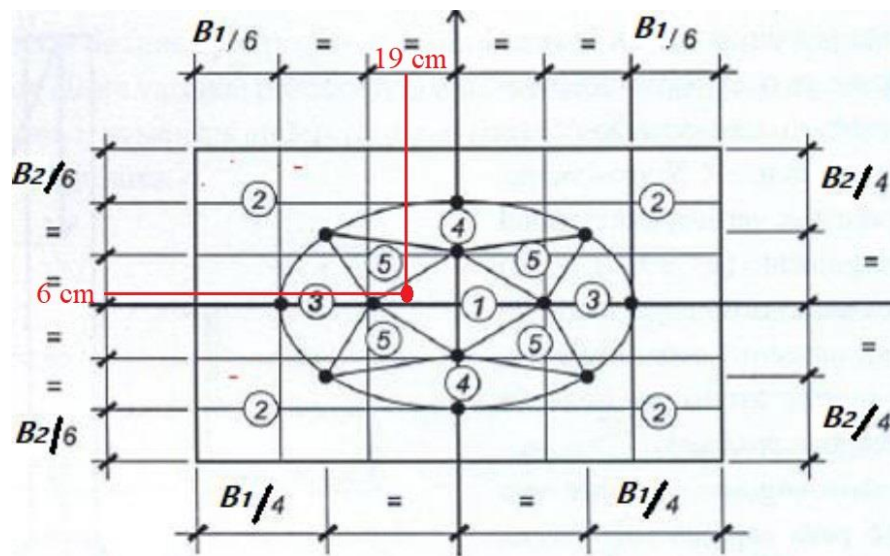


Figura 32 - zona da carga axial. Fonte (Campos, 2015)

Com $B1/6$ e $B2/6$ com valores próximos a 27,3 cm e 28,3 cm, a carga axial se encontraria dentro do da zona 1. Para a zona 1 e a equação da tensão máxima ($\sigma_{sapata,máx}$) é a seguinte:

$$\sigma_{sapata,max} = \frac{F_k}{B_1 \cdot B_2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_1} + \frac{6 \cdot e_y}{B_2} \right) \quad (\text{Equação 78})$$

$$\sigma_{sapata,max} = \frac{382,9}{1,65 \cdot 1,7} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,06}{1,65} + \frac{6 \cdot 0,19}{1,70} \right)$$

$$\sigma_{sapata,max} = 249,43 \text{ kN/m}^2$$

Onde: F_k = carga vertical característica;

e_x = excentricidade em x;

e_y = excentricidade em y;

B_1 = menor dimensão da sapata S1 calculada pelo *software*;

B_2 = maior dimensão da sapata S1 calculada pelo *software*;

O valor da força característica nova Q_k é definida conforme equação 79 a seguir:

$$Q_k = \sigma_{sapata,max} \cdot A \quad (\text{Equação 79})$$

O valor encontrado de Q_k é de 699,65 kN, sendo A = área da base.

O valor de $R_{sd,x}$ é encontrado conforme equação 80 a seguir. É necessário observar que o valor da carga vertical característica nova (Q_k) não leva em consideração o peso próprio da sapata, nem o peso do aterro acima da fundação, é somente considerado a carga característica oriunda da estrutura e da majoração devido ao momento.

$$R_{sd} = \frac{\gamma_f \cdot Q_k \cdot (B1 - b1)}{8 \cdot d} \quad (\text{Equação 80})$$

Onde: γ_f = coeficiente de ponderação das ações, conforme tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

Q_k = Carga vertical característica nova aplicada às sapatas;

B = largura da sapata;

b = largura do pilar; e

d = altura útil.

$$R_{sd,x} = \frac{1,4 \cdot 699,65 \cdot (1,65 - 0,39)}{8 \cdot 0,4}$$

$$R_{sd,x} = 385,68 \text{ kN}$$

$$R_{sd,y} = \frac{1,4 \cdot 699,65 \cdot (1,70 - 0,39)}{8 \cdot 0,4}$$

$$R_{sd,y} = 400,98 \text{ kN}$$

A área de aço mínima ($A_{s,calc}$) das sapatas é definido conforme equação 81, a seguir;

$$A_{s,calc} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 81})$$

Onde : f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço (~ 43,5kN/m²).

O valor da área de aço mínima ($A_{s,calc,1}$) para a sapata S1 é de 8,87 cm², na direção de B1 (direção do menor lado da sapata).

O valor da área de aço mínima ($A_{s,calc,2}$) para a sapata S1 é de 9,22 cm², na direção de B2 (direção do maior lado da sapata).

O passo seguinte é definir a bitola do aço (\emptyset_{barra}) e o espaçamento (e) entre as barras da base. É possível utilizar as tabelas disponíveis na internet para definir a área de aço utilizado no projeto (A_s), mas elas são combinações da equação 82, a seguir.

$$A_s = A_{\emptyset} \cdot n \quad (\text{Equação 82})$$

Onde: A_{\emptyset} = área da barra de aço utilizada; e
 n = número de barras em uma direção.

Para a sapata S1 a bitola utilizada é de 10 mm, e a área da barra de 10 mm é de aproximadamente 0,785 cm². O mínimo de área de aço ($A_{s,calc}$) necessário para as direções de B1 e B2 são, respectivamente, 7,59 cm² e 7,89 cm². Se utilizarmos $n=12$ barras, da direção de B1 o valor da área utilizada de aço ($A_{s,proj,1}$) será de 9,42 cm², e 12 barras na direção B2, a área de aço ($A_{s,proj,2}$) utilizada será de 9,42 cm², ambos valores acima do mínimo calculado, o mais econômico possível.

Após definida a bitola de aço e o número de barras, é possível calcular o espaçamento (e) entre as barras utilizadas em uma das direções, conforme equação 83, a seguir:

$$e = \frac{B - 2 \cdot c_s}{n - 1} \quad (\text{Equação 83})$$

Onde: B = largura da sapata;
 c_s = espessura da camada de cobrimento da sapata;
 n = número de barras em uma direção.

O valor limite de espaçamento entre barras, conforme item 20.1 da NBR 6118 (ABNT, 2019), é de 20 centímetros ou duas vezes a altura, o maior entre os dois. Como a altura da sapata é maior do que 20 centímetros, o valor máximo de espaçamento ($e_{m\acute{a}x}$) entre as barras é 20 centímetros.

O valor do espaçamento das barras de projeto nas duas direções (e_1 e e_2) da sapata S1 é de 14 centímetros, portanto, abaixo do limite máximo ($e_{\text{máx}}$).

3.2.7 VERIFICAÇÃO POR CISALHAMENTO

Segundo item 22.6.2.2 NBR 6118 (ANBT, 2014), O comportamento da estrutura de uma sapata rígida:

“b) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.”

Portanto, conforme item 19.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), há a necessidade de fazer, em duas ou mais superfícies críticas, figura 33, a verificação do concreto quanto ao cisalhamento por compressão diagonal das bielas de compressão do concreto (τ_{Rd2}), conforme equações a seguir:

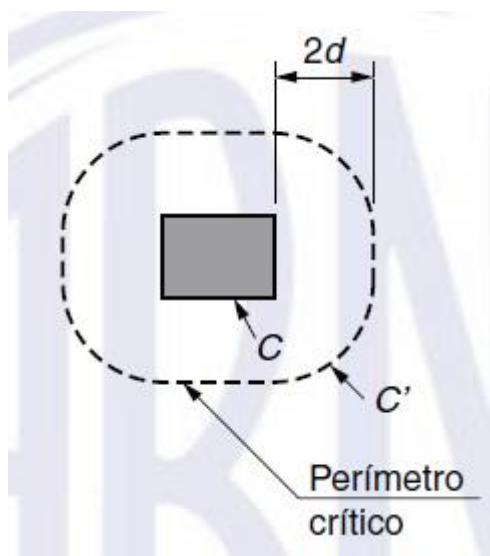


Figura 33 - superfícies Críticas C e C'

Fonte: (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014, p. 161)

Na primeira superfície crítica, do contorno C:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 84})$$

Onde: $\alpha_v = (1 - f_{ck} / 250)$, com f_{ck} em megapascal, com valor de 0,92;

$$\tau_{sd} = F_{sd} / d \cdot \mu;$$

μ = perímetro do pilar, o seja, superfície crítica, item 19.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), com valor de 1,56 m;

d = altura útil, com valor de 0,40 m;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, com valor de 14.285,71 MPa;

$$\gamma_c = 1,4;$$

F_{sd} = da equação 85; e

f_{cd} e f_{ck} em MPa, item 12.3.3 NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$F_{sd} = \gamma_f \cdot Q_k \quad (\text{Equação 85})$$

Onde: $Q_k = 699,65$ kN, obtida a partir da equação 79.

$\gamma_f = 1,4$, sendo este o ponderador de ações obtidos da tabela 11.1 da norma 6118 (ABNT, 2014)

O valor de F_{sd} é de 979,5 kN. Dando sequência, os resultados obtidos da equação 84 são os seguintes:

$$\tau_{sd} = \frac{979,5}{1,56 \cdot 0,4} = 1.569,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot 14.285,71 = 3.548,57 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

$$1.569,72 \text{ kN/m}^3 \leq 3.548,57 \text{ kN/m}^3$$

E na segunda superfície crítica, C':

$$V_{II,1} \leq V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot b_{w2} \cdot d \quad (\text{Equação 86})$$

$$V_{II,2} \leq V_{Rd2,2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot b_{w1} \cdot d \quad (\text{Equação 87})$$

Onde: $\alpha_v = (1 - f_{ck} / 250)$, com f_{ck} em megapascal, com valor de 0,92;
 d = altura útil.

$$b_{w1} = b_1 + b_f \quad (\text{Equação 88})$$

$$b_{w2} = b_2 + b_f \quad (\text{Equação 89})$$

onde: b_1 é o comprimento do pilar no sentido do menor lado (B1);
 b_2 é o comprimento do pilar no sentido do menor lado (B2); e
 b_f = espessa da forma do pilar = 5 cm.

E $V_{II,1}$ e $V_{II,2}$ são calculado conforme, equações a seguir

$$V_{II,1} = \frac{F_{Sd}}{A} \cdot A_{inf,1,II} \quad (\text{Equação 90})$$

$$V_{II,2} = \frac{F_{Sd}}{A} \cdot A_{inf,2,II} \quad (\text{Equação 91})$$

Onde: A = área da base da sapata;
 F_{Sd} = da equação 85;
 $A_{inf,1,II}$ e $A_{inf,2,II}$ = equações 92 e 93, respectivamente.

A figura 34 a seguir ilustra as áreas $A_{inf,1,II}$ e $A_{inf,2,II}$, servindo como base para o cálculo das áreas de influências.

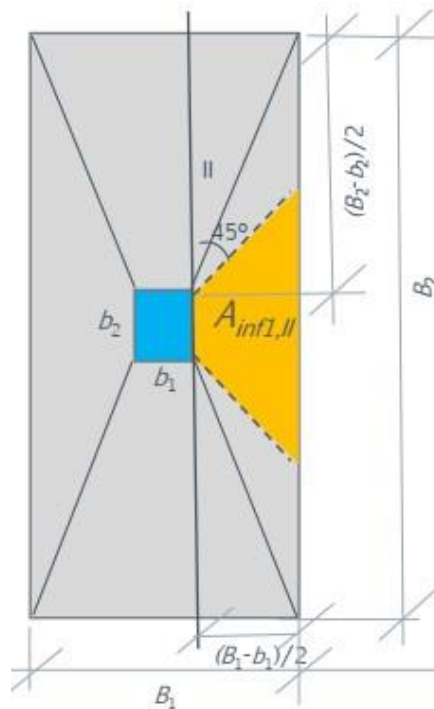


Figura 34 - área de influência da seção II da sapata

Fonte: adaptado de Ruver (2020)

As equações 92 e 93 a seguir são as utilizadas para o cálculo das áreas de influência nos dois sentidos.

$$A_{inf,1,II} = b_2 \cdot \frac{B_1 - b}{2} + \frac{(B_1 - b)^2}{4} \quad (\text{Equação 92})$$

$$A_{inf,2,II} = B_1 \cdot \frac{B_2 - b}{2} - \frac{(B_2 - b)^2}{4} \quad (\text{Equação 93})$$

Onde: B_1 = menor comprimento da sapata;

B_2 = maior comprimento da sapata; e

b = lado do pilar (quadrado).

O valor de $A_{inf,1,II}$ é igual a 0,64 m².

O valor de $A_{inf,2,II}$ é igual a 0,68 m².

O valor de $V_{II,1}$ é igual a 224,40 kN.

O valor de $V_{II,2}$ é igual a 238,8 kN.

O valor de $V_{rd2,1}$ e $V_{rd2,1}$ são iguais a 695,52 kN.

As equações 86 e 87 são verificadas, pois:

$$224,40 \text{ kN} \leq 695,52 \text{ kN}$$

e

$$238,8 \text{ kN} \leq 695,52 \text{ kN}$$

3.2.8 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

3.2.8.1 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ARMADURA PRINCIPAL

O próximo passo é calcular os comprimentos de ancoragem para isso, a NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014) especifica que a ancoragem das barras das armaduras principais podem ser feitas estendendo as barras até a borda da sapata e termina com um gancho nas duas extremidades. Faz-se o cálculo comprimento do gancho conforme figura 35 a seguir.

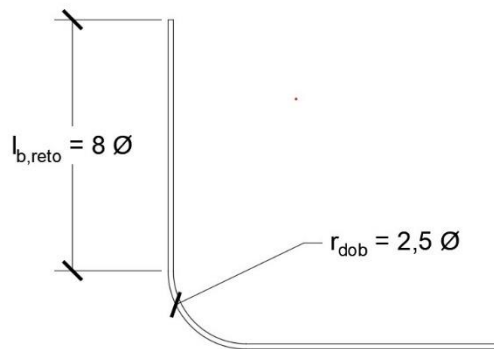


Figura 35 - ancoragem da armadura principal

Fonte : do autor

Raio da dobra (r_{dob}):

$$r_{dob} = 2,5 \cdot \varnothing \quad (\text{Equação 94})$$

Onde: $\varnothing = 10$ mm, diâmetro da barra da armadura principal da sapata.

E o comprimento reto de ancoragem ($l_{b,reto}$) da borda da armadura principal:

$$l_{b,reto} = 8 \cdot \emptyset \quad (\text{Equação 95})$$

Onde: $\emptyset = 10$ mm, diâmetro da barra da armadura principal da sapata.

O valor do comprimento do $l_{b,reto}$ é aproximadamente 8 cm.

O valor do raio da sobra (r_{dob}) é igual a 2,5 centímetros e comprimento do arco da circunferência é de aproximadamente 8 cm.

3.2.8.2 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ESPERA DA SAPATA

Segundo item 8.2.5 da NBR 6118 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014), o comprimento de ancoragem da espera da sapata ($l_{b,nec}$) é calculado conforme seguintes passos:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (\text{Equação 96})$$

Onde: $f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,11$ MPa, conforme item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m}$, conforme item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$, conforme item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014);

f_{ck} em Mpa; e

γ_c (Peso específico do concreto) = 25 kN/m³ conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 6 - valores dos coeficientes de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: tabela 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Como a barra é nervurada, o valor de η_1 , conforme tabela 7, é de 2,25. Os valores de η_2 e η_3 são iguais a 1, conforme itens 9.3.1 e 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O valor do f_{bd} para a sapata S1 é igual a 2,49 MPa.

O comprimento de ancoragem básico (l_b) é calculado, segundo item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) conforme equação a seguir:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \emptyset \quad (\text{Equação 97})$$

O valor calculado de l_b para a sapata S1 é de aproximadamente 44 cm.

Para calcular o valor do comprimento de ancoragem que será usado efetivamente será necessário multiplicar o l_b por um fator de α sendo este valor encontrado no item 9.4.2.5. O valor para α é de 1, pois a espera da armadura de espera, diferentemente da armadura principal, não tem gancho. A razão entre as áreas do pilar e da espera é igual a 1, portanto, o valor de $l_{b,nec}$ é igual ao de l_b .

Além disso é necessário verificar se o valor de $l_{b,nec}$ é maior do que os seguintes limites, caso seja menor do que algum destes valores, adotar o valor maior:

- $0,30 \cdot l_b$;
- $10 \cdot \emptyset$; e
- 0,10m.

O valor de $l_{b,nec}$ permanece o mesmo de l_b , 44 cm.

3.2.8.3 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DO ARRANQUE DO PILAR

O procedimento para cálculo do valor do comprimento da armadura de espera do pilar (l_{oc}) é exatamente igual ao $l_{b,nec}$ conforme item anterior 2.2.10.2, mas os limites mínimos são diferentes, conforme limites a seguir:

- $0,6 \times l_b$;
- $15 \times \emptyset$; e
- 0,2 m.

Os valores de l_{oc} é igual ao l_b do item anterior, 44cm.

3.2.9 DETALHAMENTO DA SAPATA S1

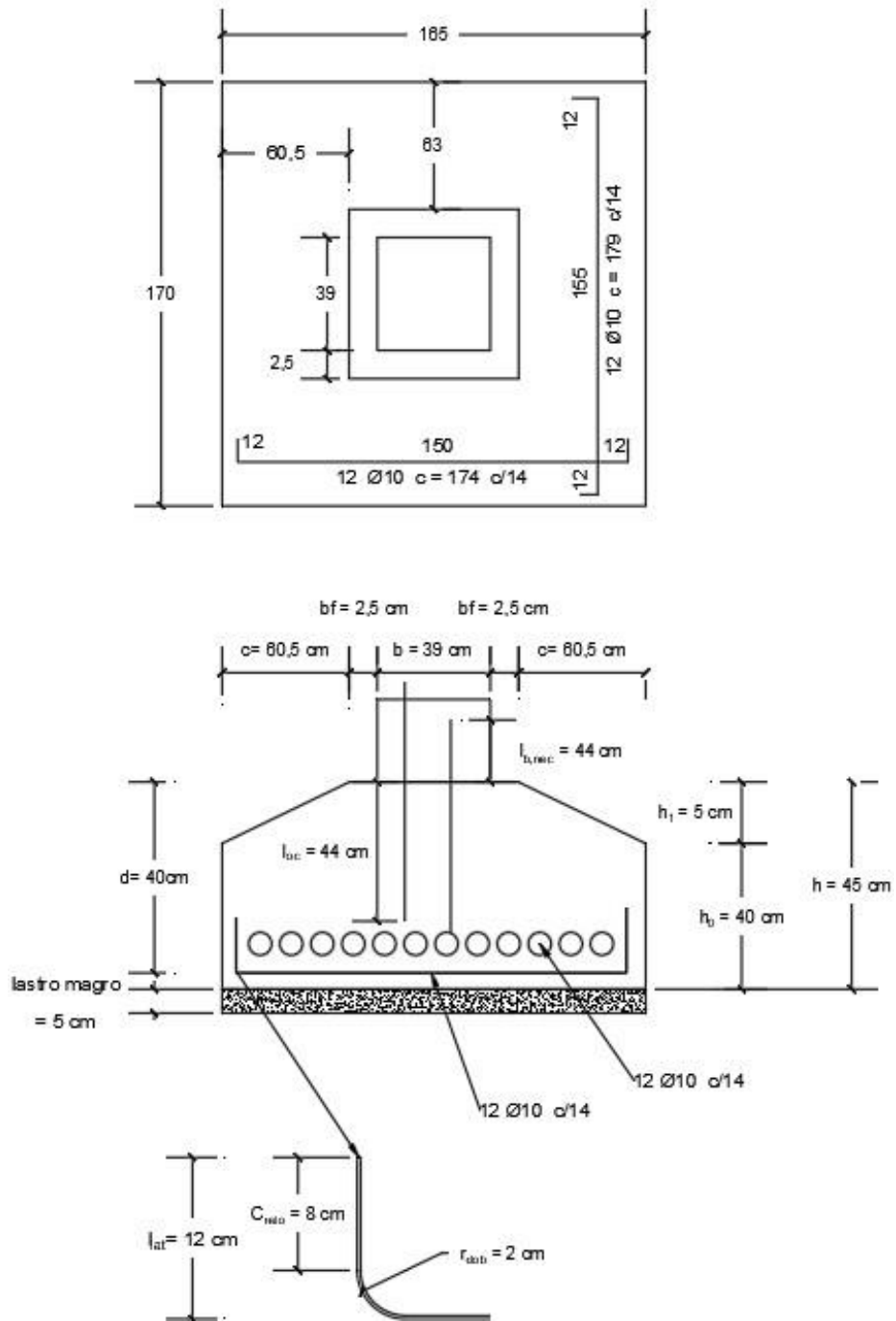


Figura 36 - detalhamento da sapata S1 pela metodologia manual.

Fonte: do autor.

Escala: fora de escala

4 COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS

Para finalizar o projeto, é feita a comparação dos métodos computacional e analítico, quando é cruzado os dados obtidos no dimensionamento geotécnico dos dois métodos e há um cruzamento de dados do dimensionamento estrutural de ambos os métodos.

4.1 COMPARATIVO GEOTÉCNICO

O comparativo geotécnico, a seguir, demonstra valores de quantitativo final, conforme análise da tabela 7:

Tabela 7 - comparativo de dimensionamento geotécnico

N Sapata	MÉTODO COMPUTACIONAL					MÉTODO MANUAL + ANALÍTICO			
	Largura (L) [m]	Largura (B) [m]	Área da base (A) [m ²]	Área de forma [m ²]	Volume de concreto [m ³]	Largura (B) [m]	Área da base (A) [m ²]	Área de forma [m ²]	Volume de concreto [m ³]
1	1,65	1,7	2,81	2,68	1,18	2	4,00	2,8	1,74
2	2	2,05	4,10	3,24	1,98	2,1	4,41	2,52	1,88
3	2,05	2,1	4,31	3,32	2,08	2,2	4,84	3,08	2,29
4	2,05	2,1	4,31	3,64	2,08	2,2	4,84	3,08	2,29
5	2	2,05	4,10	3,24	1,98	2,1	4,41	2,52	1,88
6	1,6	1,65	2,64	2,6	1,11	2	4,00	2,8	1,74
7	2,05	2,1	4,31	3,32	2,08	2,2	4,84	2,64	2,05
8	2,65	2,7	7,16	4,52	3,99	2,4	5,76	3,84	3,00
9	2,8	2,85	7,98	4,52	4,59	2,55	6,50	4,59	3,71
10	2,8	2,85	7,98	4,52	4,59	2,55	6,50	4,59	3,71
11	2,65	2,7	7,16	4,28	3,99	2,4	5,76	3,84	3
12	2	2,05	4,10	3,24	1,98	2,2	4,84	2,64	2,05
13	1,6	1,65	2,64	2,6	1,11	2	4,00	2,8	1,74
14	2	2,05	4,10	3,24	1,98	2,3	5,29	3,22	2,50
15	2,1	2,15	4,52	3,4	2,18	2,4	5,76	3,84	3,00
16	2,05	2,1	4,31	3,32	2,08	2,4	5,76	3,84	3
17	1,95	2	3,90	3,16	1,8	2,1	4,41	2,52	1,88
18	1,55	1,6	2,48	2,52	1,05	2	4,00	2,8	1,74
total			82,87	61,36	41,83		89,93	57,96	43,20

Em azul o método computacional, em laranja, o Método Analítico/manual.

fonte: do autor

Pontos importantes para destacar:

- O total de área de base pela metodologia manual é 8,5% maior que o total do método computacional;

- O total de área de forma do método computacional é 5,8% maior que o total da metodologia manual; e
- O volume total de concreto da metodologia manual é, de apenas, 3,27% maior que o método computacional.

4.2 COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O comparativo de dimensionamento estrutural demonstra valores próximos de quantitativo final, conforme análise da tabela 8.

Tabela 8 - comparativo do dimensionamento estrutural

N Sapata	MÉTODO COMPUTACIONAL					MÉTODO MANUAL + ANALÍTICO				
	Área de Aço de cálculo na direção B1 (As1,d) [cm ²]	Área de Aço de cálculo na direção B2 (As2,d) [cm ²]	Área de Aço de projeto na direção B1 (As1) [cm ²]	Área de Aço de projeto na direção B2 (As2) [cm ²]	Quantidade total de aço [kg]	Área de Aço de cálculo direção B1 (As1) [cm ²]	Área de Aço de cálculo direção B2 (As2) [cm ²]	Área de Aço de projeto direção B1 (As1,d) [cm ²]	Área de Aço de projeto direção B2 (As2,d) [cm ²]	Quantidade total de aço [kg]
1	7,5	9,0	8,0	10,2	31,0	8,9	9,2	9,4	9,4	26,1
2	10,2	11,8	11,0	13,4	48,0	10,6	10,9	11,0	11,0	36,5
3	10,5	12,9	11,8	14,1	52,1	11,4	11,5	11,8	11,8	40,1
4	10,5	12,9	11,8	14,1	52,1	11,3	11,7	11,8	11,8	40,1
5	10,2	11,8	11,0	13,4	48,0	10,5	10,9	11,0	11,0	36,5
6	7,3	8,6	8,0	9,4	28,9	7,5	7,8	7,9	8,6	22,2
7	10,7	12,3	11,8	13,4	50,5	10,0	10,3	7,9	7,9	36,1
8	18,8	20,1	19,6	22,1	103,4	16,8	17,2	17,2	18,4	78,5
9	21,4	22,5	23,3	24,5	124,2	18,6	19,0	19,6	19,6	91,2
10	21,5	22,7	23,3	24,5	124,2	18,7	19,1	19,6	19,6	91,2
11	18,9	20,1	20,4	22,1	105,4	16,9	17,3	17,2	18,4	78,5
12	10,3	11,7	11,8	12,6	47,9	9,7	10,0	10,2	10,2	33,9
13	7,3	7,3	8,0	8,0	26,6	8,2	8,5	8,6	8,6	13,3
14	10,2	11,0	11,0	12,6	46,4	10,7	11,0	11,0	11,8	37,8
15	12,1	13,1	13,4	14,1	56,3	12,3	12,7	12,6	13,4	45,1
16	11,4	12,6	12,6	14,1	31,0	12,1	12,4	12,6	12,6	43,7
17	10,6	11,7	11,8	12,6	31,0	11,3	11,7	11,8	11,8	38,2
18	7,0	7,0	7,5	7,5	31,0	7,7	8,0	7,9	8,6	26,1
total	216,4	239,1	236,2	262,8	1038,0	213,1	219,1	218,9	224,5	815,1

Em azul o método computacional, em laranja, o Método Analítico/manual.

fonte: do autor

Pontos importantes para destacar:

- A área de aço calculada nas duas direções (As1,d e As2,d) para o método computacional é de 455 cm², e na metodologia manual o valor é de 432 cm². A diferença entre estas áreas é de 5,38%;

- A área de aço de projeto utilizada (A_{s1} e A_{s2}) para o método computacional é de 498,95 cm², e na metodologia manual o valor é de 445 cm². A diferença entre estas áreas é de 12,51%; e
- A quantidade, em kg, de aço para o método computacional é de aproximadamente 1.038 kg, e na metodologia manual o valor é de 815 kg. A diferença entre estes valores é de aproximadamente 27%.

5 CONCLUSÃO

O presente estudo permitiu que se fosse analisado métodos diferentes de solução de projeto, utilizando software (programa computacional), e metodologia tradicional de forma manual. É possível concluir que:

- ✓ Os resultados do método computacional em questões de dimensionamento geotécnico, é muito semelhante à metodologia manual, diferenciando-se minimamente em questão de porcentagem, isso porque no primeiro utiliza-se um valor médio de tensão admissível, enquanto no segundo, determinou-se um valor para cada sapata, levando-se em consideração sua geometria e embutimento.
- ✓ Os resultados do método computacional em questões estruturais, é próximo ao cálculo tradicional manual, em questões de área de aço, mas em questões de massa de aço a diferença é um pouco maior, pois por algum motivo o software utiliza uma, as vezes duas barras a mais do que o mínimo econômico necessário, acima dos limites de verificação.

Prováveis causas das diferenças entre os métodos:

- ✓ O *software* poderia ter aberto possibilidade de imputar o valor da tensão admissível para todas as sapatas. Ele só permite 1 valor que é de 200 kPa.
- ✓ O *software* é versão estudantil, portanto algumas limitações de tamanho máximo são impostas, para que não seja categorizado como um projeto comercial, e sim um projeto estudantil.
- ✓ Para o dimensionamento geotécnico, o software não utiliza nenhum valor de Peso de aterro real como um valor adicional de carga na estrutura.
- ✓ No dimensionamento estrutural do *software*, é próprio dele, calcular no mínimo 1 barra de aço em cada direção da sapata, além do limite mínimo que poderia ser utilizado na área de aço de projeto utilizada (A_s), fazendo com que seja menos econômico do que poderia de fato ser.
- ✓ Caso fosse utilizado sapata retangular, na metodologia manual, a diferença de valores em kg de concreto seria, provavelmente, menor, pois poderia ter sido levemente otimizado.

Por fim, é constatado que o *software* é uma ferramenta confiável de cálculo, a velocidade e a veracidade que os dados são fornecidos condizem com o que é calculado analiticamente.

Caso seja aprimorado alguns pontos internos no programa, a diferença real entre projetos seria, com certeza, mínima. Como exemplo de aprimoramento a possibilidade de poder ser utilizada a sapata quadrada, pois de alguma forma o *software* não possibilita. Outro ponto importante poderia ter o valor do aterro incorporado ao dimensionamento geotécnico, e por fim, um ponto importante, também, seria incorporar o cálculo da tensão admissível no solo imputando dados de N_{spt} ou outros tipos de ensaio, no dimensionamento automático.

6 BIBLIOGRAFIA

Araújo, J. M. (2010). *Curso de concreto armado* (3 ed.). Rio Grande: Dunas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1983). *NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). *NBR 6484:2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 6122:2019 - Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Bastos, P. (2012). *Notas de aula de Estruturas de Concreto III*. Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Bauru. Acesso em 18 de março de 2014

Campos, J. (2015). *Elementos de Fundações em Concreto*. São Paulo: Oficina de Textos.

Cintra, J., Aoki, N., & Albiero, J. (2011). *Fundações diretas: projeto*. São Paulo: Oficina de Textos.

Hansen, B.J. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

J. R. L., A. (1989). *Dimensionamento estrutural de elementos em fundação*. USP, EESC, São Carlos.

Janbu, N. (1956). *Soil mechanics applied to some engineering problems* (Vol. 16). Oslo: Norwegian Geotechnical Institute.

Jopert Jr., I. (2007). *Fundações e Contenções de Edifícios. Qualidade Total na Gestão do Projeto e Execução* (1 ed.). Pini.

Machado, C. (1984). *Notas do curso de edifícios de concreto armado*. FDTE, São Paulo.

Milititsky, J., Clayton, C., Talbot, J., & Dikrian, S. (1982). Previsão de Recalques em solos granulares utilizando resultados de SPT: revisão crítica. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos* (pp. 133-150). Olinda: Anais...

Perloff, W. H., & Baron, W. (1976). *Soil mechanics: principles and applications*. Ronald Press Co., Minnesota.

Ruver, C. (2005). *Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de Ensaio SPT*. Porto Alegre: Dissertação de Mestrado em Geotecnia do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, UFRGS.

Santos, D., & Giongo, J. (2008). *Análise de vigas de concreto armado utilizando método de bielas e tirantes*. Cadernos de engenharia de estrutura, Universidade Federal de São Carlos, São Paulo. Acesso em 15 de Novembro de 2020

Schnaid, F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de Textos.

Schneider, N. (04 de novembro de 2020). *Recalque em fundações: definição, tipos de recalque e relação com engenharia de fundações*. Fonte: site de Nelso Schneider - Fundações e Contencões: <https://nelsoschneider.com.br/recalque-em-fundacoes/>

Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Nova Iorque.

Terzaghi, K., & Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in engineering practice* (2ª ed.). Nova Iorque: John Wiley & Sons.

TQS Informática. (2020). *TQS Docs, Sapatas*. Acesso em 10 de Novembro de 2020, disponível em [<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3869&language=pt-br>]

Turazzi, R. d. (2009). *Estudo comparativo entre sapatas isoladas e flexíveis com carga centrada*. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Departamento de engenharia civil, Criciúma.

Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *ASCE J. Soil Mech. Foundation Eng. Div.*, pp. 45-73.

APÊNDICE A

DADOS FINAIS DA SAPATA S1 MÉTODO ANALÍTICO

FORMULAÇÃO GENERALIZADA DA CAPACIDADE DE SUPORTE TERZAGHI (1943) E BRINCH HANSEN (1961)

Propriedades:

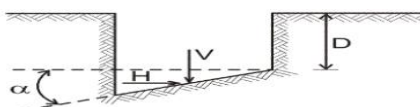
Largura da base (menor dimensão)	B1 = 2,00 m
Comprimento da base (maior dimensão)	B2 = 2,00 m
Embutimento	D = 2,00 m
Peso específico do solo	$\gamma = 19,0$ kN/m ³
Tipo de ruptura considerada	Localizada
Carga vertical característica (majorada 30%)	497,8 kN
Carga horizontal	20,9 kN
Ângulo de atrito interno	$\varphi = 24$ graus
Coesão	$c = 20$ kN/m ²
Ângulo de atrito interno (de projeto)	* $\varphi = 16,5$ graus
Coesão (de projeto)	* $c = 13,3$ kN/m ²
Largura efetiva	B' = 1,68 m
Comprimento efetivo	L' = 1,90 m

Fator N _q	N _q = 4,56
Fator N _c	N _c = 12,00
Fator N _γ	N _γ = 3,30

Tensão de ruptura (parcela coesão)	$\sigma_{rc} = 285,65$ kN/m ²
Tensão de ruptura (parcela sobrecarga)	$\sigma_{rq} = 277,26$ kN/m ²
Tensão de ruptura (parcela γ)	$\sigma_{r\gamma} = 34,61$ kN/m ²
Tensão de ruptura total	$\sigma_r = 597,5$ kN/m²
Tensão de ruptura admissível (FS=3)	$\sigma_{adm} = 199,17$ kN/m²
Tensão de ruptura aplicada ao solo	$\sigma_{solo} = 156,2$ kN/m²
Verificação	OK

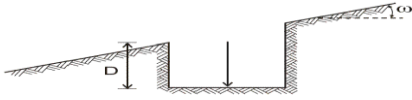
1) Fatores de forma (s):

Forma da base = Quadrada



S _c =	1,38
S _q =	1,30
S _γ =	0,60

2) Fatores de inclinação da base (b):



$$\alpha = 0,0 \quad \text{graus (deve ser menor que } 45^\circ)$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_\gamma = 1,00$$

$$b_c = 1,00$$

3) Fatores de inclinação do terreno (g):

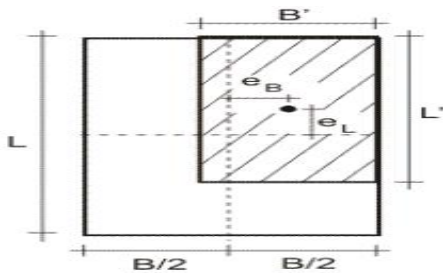
$$\omega = 0,0 \quad \text{graus (} 0^\circ < \omega < 45^\circ \text{ e necessariamente } \omega < \varphi)$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_\gamma = 1,00$$

$$g_c = 1,00$$

4) Fatores de inclinação (i) e excentricidade de carregamento:



$$e_B = 0,16 \quad \text{m}$$

$$e_L = 0,05 \quad \text{m}$$

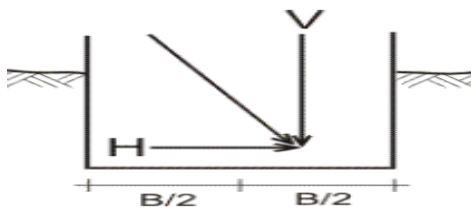
$$B' = 1,68 \quad \text{m}$$

$$L' = 1,90 \quad \text{m}$$

$$i_q = 0,951$$

$$i_c = 0,937$$

$$i_\gamma = 0,920$$

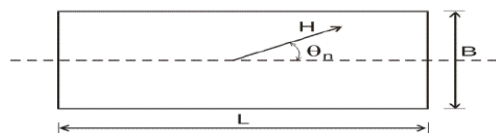


$$H = 20,9 \quad \text{kN}$$

$$V = 497,8 \quad \text{kN}$$

$$A' = 3,19 \quad \text{m}^2$$

$$m = 1,53$$



$$m_L = 1,47$$

$$m_B = 1,53$$

$$\theta_n = 90 \quad \text{graus (} 0^\circ < \theta_n < 90^\circ)$$

5) fator de profundidade (d)

Caso normal

$$d_c = 1,38$$

$$dq = 1$$

$$d\gamma = 1$$

Métodos semiempíricos da tensão de ruptura

Skempton (1951)	$\sigma_{adm} =$	174,0	kPa
Mello (1975)	$\sigma_{adm} =$	169,3	kPa
Tensão adm Média	$\sigma_{adm} =$	180,81	kPa
Tensão admissível (+15%) majoração vento	$\sigma_{adm} =$	207,93	kPa

método 1 obtenção da Área - cargas características		
Carga vertical característica	Fk =	382,90 kN
Carga vertical característica majorada (30%)	Fk =	497,77 kN
Área da base mínima inicial	A,min =	4,00 m ²
Carga permanente característica	Gk =	382,90 kN
Carga permanente total (+10% por ser sapata rígida)	Gk =	421,19 kN
Momento em X	Mx =	67,80 kN.m
Momento em Y	My =	21,30 kN.m
Excentricidade	ex =	0,05 m
Excentricidade	ey =	0,16 m
Tensão máxima base da sapata	$\sigma_{solo} =$	161,78 kPa
Fator de segurança	FS =	3,00
Tensão de admissível	$\sigma_{adm} =$	207,93 kPa

redimensionamento da sapata método 1		
Tensão de ruptura	$\sigma_r =$	623,80 kN/m ²
Carga permanente da estrutura	Vk =	647,10 kN
Peso específico do concreto	$\gamma_c =$	25 kN/m ³
Área da base	A =	4,00 m ²
Área topo	At =	0,1936 m ²
Carga permanente base da sapata	G,base,k =	35 kN
Carga permanente tronco sapata	G,tro,k =	8,46 kN
Carga permanente sapata	Pp,sapata,k =	43,46 kN
Volume da sapata	V,sapata =	1,7382 m ³
Volume do aterro	V,aterro =	6,262 m ³
Peso específico do solo	$\gamma_{solo} =$	19 kN/m ³
Carga permanente do aterro	Gk,aterro,k =	118,97 kN
Carga permanente aterro + sapata	Gk,fun =	162,43 kN
% peso carga permanente aterro + sapata com estrutura		42% atenção
Tensão de admissível	$\sigma_{adm} =$	207,93 kN/m ²
Carga permanente característica final	Gk =	812,63 kN
Área da base mínima 1	A,min 1 =	3,91 m ²

Área da base ajustada	A =	4,00	m ²
Verificação da área ($A_{,min} < (A_{,calculada})$)	ok		
Cálculo da área da base real			
Comprimento do pilar 1	b1 =	0,39	m
Comprimento do pilar 2	b2 =	0,39	m
Comprimento da base 1	B01 =	2,000	m
Comprimento da base 2	B02 =	2,000	m
d1	B01-b1 =	1,61	
d2	B02-b2 =	1,61	
Teste d (de hipótese na célula amarela)	d1-d2 = 0	0,00	
Área inicial	Ai =	4,00	m ²
Comprimento 1 arredondado	B1 =	2,00	m
Comprimento 2 arredondado	B2 =	2,00	m
Menor comprimento	Bmenor =	2,00	m
Área da base ajustada	A =	4,00	m ²
Cálculo da altura h			
Comprimento do pilar 1	b1 =	0,39	m
Comprimento do pilar 2	b2 =	0,39	m
Menor comprimento do pilar	bmen =	0,39	m
Altura da sapata inicial	$B-b_0/3 = h_i =$	0,537	m
Altura da sapata arredondada (se $h > h_i =$ rígida)	h =	0,55	m
Embutimento	D =	2,00	m
Verificação altura ($D > h$)	ok		
inclinação da parede da sapata	$\alpha =$	14,04	graus
tangente do ângulo de inclinação da parede da sapata	$tg\alpha =$	0,25	
apoio para forma	bf =	2,50	cm
altura do cone da sapata inicial	h _{1,i} =	0,20	m
altura do cone da sapata final	h ₁ =	0,20	m
altura da base 1	h _{0,1} =	0,18	m
altura da base 2	h _{0,2} =	0,20	m
altura da base 3	h _{0,3} =	0,35	m
altura da base final (maior entre os 3)	h ₀ =	0,35	m
método 1 obtenção da Área - cargas características			
Carga vertical característica	Fk =	382,90	kN
Área da base mínima	A _{,min} =	4,00	m ²
Carga permanente característica	Fk =	382,90	kN
Carga permanente total (+peso próprio)	Qk =	545,33	kN
Momento em X	Mx =	67,80	kN.m
Momento em Y	My =	21,30	kN.m
Excentricidade	ex =	0,04	m
Excentricidade	ey =	0,12	m
Fator de segurança	FS =	3,00	
Tensão de admissível	$\sigma_{adm} =$	207,93	kPa
Tensão máxima base da sapata	$\sigma_{solo} =$	203,16	kPa

Volumes [m ³]	
Escavação	8,00
Concreto	1,74
Reaterro	6,26

Área de Forma [m ²]
2,8

<u>Não deslizamento</u>			
Largura da base (menor dimensão)	B1 =	2,00	m
Comprimento da base (maior dimensão)	B2 =	2,00	m
Área	A =	4,0000	m ²
Carga vertical	Fk =	812,6	kN
Carga Horizontal	Hk =	20,9	kN
Ângulo de atrito interno do solo	$\varphi =$	16,53189564	graus
Coesão	c =	13,33333333	kN/m ²
Índice Cb	cb =	4,444444444	kN/m ²
Fator de segurança	FS =	2	
Tangente de phi	tg $\varphi =$	0,30	
Tangente de phi modificado	tg $\varphi_b =$	0,20	
Fh,máx	H _{k,max} <	89,29	kN
verificação			ok!

Tombamento			
Força horizontal	Fh	20,90	kN
altura da sapata	h	0,55	m
Momento aplicado	M	67,80	kN.m
Momento de tombamento	Mt	79,30	kN.m
Força vertical	Fv	382,90	kN
peso próprio	P	43,46	kN
área	A	4,00	m ²
Momento resistência tombamento	Mrt	852,71	kN.m
Verificação tombamento (>1,5)	St	10,75	ok

RECALQUES POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Largura da base (menor dimensão)	B =	2,00	m
Comprimento da base (maior dimensão)	L =	2,00	m
Embutimento	D =	2,00	m
Peso específico do solo	γ =	19,00	kN/m ³
Carga vertical	Fk =	812,63	kN
Carga horizontal	Hk =	20,90	kN
Ângulo de atrito interno	φ =	24,00	graus
Coesão	c =	20,00	kN/m ²
Peso específico do solo	γ =	19,00	kN/m ³
Área da base (A)	A =	4,00	m ²
Tensão no solo	σ_{solo} =	203,16	kN/m ²
	Nspt,médio =	7,25	
Fator D/B	D/B =	1,00	
fator L/B	L/B =	1,00	
S (1973)	S =	4,70	
índice de compressão	IC =	0,11	
	H =	0,34	
coeficiente de poisson	ν =	0,29	
Valor de influência (tabela)	Ip =	0,99	
Módulo de deformabilidade Es			
Sandroni (1991) máximo	Es =	14,41	MPa
Sandroni (1991) médio	Es =	9,61	MPa
Sandroni (1991) mínimo	Es =	6,41	MPa
Ruver (2005) média	Es =	17,57	MPa
Ruver (2005) mínimo	Es =	14,74	MPa
	média Es =	17,57	MPa
fator μ_1	μ_1 =	0,60	
fator μ_0	μ_0 =	0,70	
Parâmetros Elásticos - métodos semiempíricos (ρ_i)			
Terzaghi e Peck, Meyhof (1965)	-	68,44	mm
Schultze e Sherif (1973)	-	12,17	mm
Burland, Broms e de Mello (1977) - areias	-	-	-
	$\rho_{\text{máx}}$ =	80,04	mm
	$\rho_{\text{provável}}$ =	40,02	mm
Burlund e Burbidge (1985) areias	-	43,39	mm
Ruver (2005) - solos residuais			
	$\rho_{\text{máx}}$ =	0,00	mm
	$\rho_{\text{mínimo}}$ =	4,70	mm
	$\rho_{\text{provável}}$ =	16,74	mm
Teoria da elasticidade camada infinita	ρ_i =	20,97	mm
Teoria da elasticidade camada finita	ρ_i =	16,81	mm
	ρ_i ,médio =	16,63	mm

RECALQUE POR SCHMERTMANN			
Largura da base (menor dimensão)	B1 =	2,00	m
Comprimento da base (maior dimensão)	B2 =	2,00	m
Embutimento	D =	2,00	m
Peso específico do solo	γ =	19,00	kN/m ³
Carga vertical			kN
Carga horizontal		20,90	kN
Ângulo de atrito interno	ϕ =	19,00	graus
Coesão	c =	20,00	kN/m ²
Peso específico do solo	γ =	19,00	kN/m ³
Área da base (A)	A =	4,00	m ²
Tensão no solo	σ_{solo} =	203,16	kN/m ²
Nspt,médio =		7,25	
Fator	D/B =	1,00	
Fator	L/B =	1,00	
S (1973)	S =	4,70	
Índice de compressão	IC =	0,11	
	H =	0,34	
coeficiente de Poisson	ν =	0,29	
Valor de influência (tabela)	I_p =	1,00	

Método de Schmertmann modificado (78)			
peso do solo	q =	38,00	kPa
$\sigma_{\text{solo}} - q$	σ^* =	165,16	kPa
fator embutimento	Ce =	0,88	
fator de creep	Ct =	1	imediato
Cota	Z =	1000,00	mm
Largura da base (menor dimensão)	B1 =	2000	mm
$q + Z \cdot \gamma$	σ_v =	57	kPa
Cota fator de deformação vertical, máxima	$I_{z\text{max}}$ =	0,67022	
ES elasticidade	Es =	10,15	

Camada	ΔZ [m]	Z [m]	I_z	NSPT	Es	$I_z \cdot \Delta Z / Es$
1	1,00	2,5	0,38513	4	9,7	39,76741
2	1,00	3,5	0,559	6	14,5	38,42831
3	1,0	4,5	0,335	7	17,0	19,75917
4	1,0	5,5	0,112	12	29,1	3,83937
					Σ	101,7943
						Recalque p_i = 18,30 mm

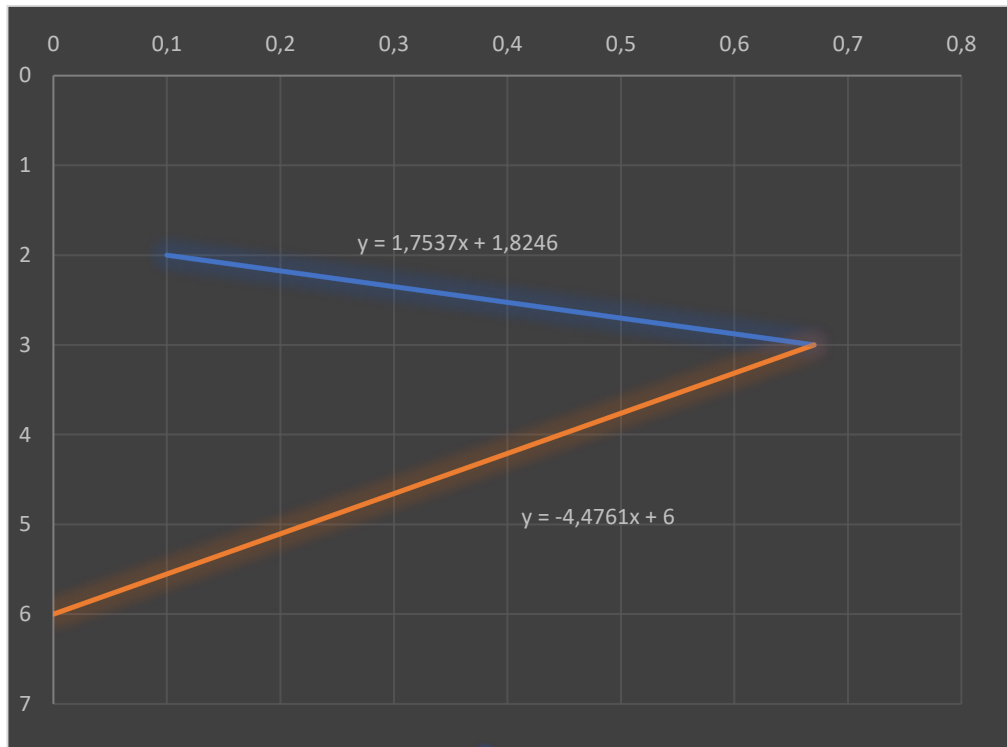


Figura 37 - gráfico para Schmertmann (1978)

Cálculo da As - ambas as direções		
Comprimento 1 arredondado	B1 =	1,6500 m
Comprimento 1 arredondado	B2 =	1,7000 m
Comprimento do pilar 1	b1 =	0,3900 m
Carga da permanente característica	Gk =	382,9000 kN
Carga acidental característica	Qk =	0,0000 kN
Carga da estrutura característica	Fk =	382,9000 kN
Espessura de cobrimento	e =	0,05 m
Diâmetro aço pilar	∅ =	0,0100 m
Altura fundação	h =	0,4500 m
Altura útil	d =	0,400 m
Momento em X	Mx =	67,80 kN.m
Momento em Y	My =	21,30 kN.m
Excentricidade	ex =	0,056 m
Excentricidade	ey =	0,177 m
Tensão máxima base da sapata	σ =	249,43 kPa
Carga da estrutura característica	Qknovo =	699,6487 kN
Força de tração	Rsd1 =	385,6813 kN
Força de tração	Rsd2 =	400,9861 kN
Resistência esc aço (CA-50)	f _{yd} =	43,5000 kN/cm ²
Área de aço 1	As1 =	8,87 cm ²
Área de aço 1	As2 =	9,22 cm ²

espaçamento da Armadura paralela a B1			
Diâmetro do aço escolhido	$\emptyset =$	0,0100	m
Área do aço para \emptyset escolhido (tabela)	$As\emptyset =$	0,785	cm ²
número de barras direção 1	n =	12	barras
Comprimento 1 arredondado	B1 =	1,65	m
espaçamento direção B1	e1 =	0,14	cm
área de aço utilizada	$As_{1,d} =$	9,42	OK!
Verificação ($e < 2 \cdot h$ ou 20cm)	Espaçamento = e1		

espaçamento da Armadura paralela a B2			
Diâmetro do aço escolhido	$\emptyset =$	0,0100	m
Área do aço para \emptyset escolhido	$As\emptyset =$	0,785	cm ²
número de barras direção 1	n =	12	barras
Comprimento 2 arredondado	B2 =	1,70	m
espaçamento direção B1	e2 =	0,14	cm
área de aço utilizada	$As_{2,d} =$	9,42	OK!
Verificação ($e < 2 \cdot h$ ou 20cm)	Espaçamento = e1		

Armadura de espera (arranque do pilar), loc			
Comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec} < d$)	$l_{b,nec} =$	0,437	m
	loc,min1 =	0,26	m
	loc,min2 =	0,15	m
	loc,min3 =	0,20	m
Armadura de espera	loc =	0,437	m

Armadura Detalhe			
Raio de curvatura sentido B1	$r_{,dob1} =$	0,025	m
Comprimento curvatura sentido B1 (2x)	$C_{,dob1} =$	0,079	m
Comprimento ancoragem lateral sentido B1 (2x)	$l_{,lat1} =$	0,160	m
Comprimento reto sentido B1	$C_{,reto1} =$	1,500	m
Raio de curvatura sentido B2	$r_{,dob2} =$	0,025	m
Comprimento curvatura sentido B2 (2x)	$C_{,dob2} =$	0,079	m
Comprimento ancoragem lateral sentido B2 (2x)	$l_{,lat2} =$	0,160	m
Comprimento reto sentido B2	$C_{,reto2} =$	1,550	m

Detalhamento							
Aço	B	\emptyset [mm]	m [kg/m]	n	l [m]		mtotal [kg]
					unit.	total	
CA50	1	10	0,617	12	1,74	20,86	12,87
	2	10		12	1,79	21,46	13,24
total						42,32	26,11

Análise 1: Verificação cisalhamento Sapata (puncionamento)			
Carga da estrutura projeto	Fsd =	979,5081	kN
Comprimento do pilar 1	b1 =	0,39	m
Comprimento do pilar 2	b2 =	0,39	m
perímetro do pilar	μ =	1,56	m
Altura útil	d =	0,400	m
Tensão de cisalhamento	τ_{sd} =	1569,72	kN/m ²
Resistência Característica compressão	fck =	20,00	MPa
Resistência projeto compressão	fcd =	14285,71	kPa
	α_v =	0,92	
Verificação $\tau_{rd,2}$ ($\tau_{rd,2} \geq \tau_{sd}$)	$\tau_{rd,2}$ =	3548,57	ok!
Altura útil mínima ($d_{min} < d$)	d_{min} =	0,18	ok!

Análise 2: Verificação do cisalhamento compressão diagonal concreto			
Área de influência inferior 1	Ainf1,II =	0,64	m ²
Área de influência inferior 2	Ainf2,II =	0,68	m ²
Tensão corte biela dir. 1	V,II,1 =	224,40	kN
Tensão corte biela dir. 2	V,II,2 =	238,80	kN
Verificação biela dir. 1 ($V_{Rd2,1} > V_{II,1}$)	$V_{Rd2,1}$ =	695,52	ok!
Verificação biela dir. 2 ($V_{Rd2,2} > V_{II,2}$)	$V_{Rd2,2}$ =	695,52	ok!

APÊNDICE B

Tabela 9 - tensões admissíveis de todas as sapatas do projeto

MÉTODO MANUAL + ANALÍTICO						
N Sapata	Tensão admissível Terzaghi [kPa]	Tensão admissível Skepmton [kPa]	Tensão admissível Mello [kPa]	Tensão admissível média [kPa]	Tensão admissível média majorada (15%) [kPa]	Tensão máxima no solo [kPa]
1	199,2	174,0	169,3	180,8	207,9	203,2
2	201,9	236,0	213,6	217,2	249,8	242,5
3	201,0	236,0	213,6	216,9	249,4	231,7
4	201,0	236,0	213,6	216,9	249,4	230,6
5	201,9	236,0	213,6	217,2	249,7	241,6
6	199,2	174,0	169,3	180,8	207,9	202,2
7	201,5	174,0	169,3	181,6	208,9	208,1
8	249,1	268,8	234,7	250,9	288,5	286,2
9	247,4	268,8	234,7	250,3	287,9	281,4
10	247,5	268,8	234,7	250,3	287,9	282,6
11	249,0	268,8	234,7	250,8	288,5	287,3
12	201,5	174,0	169,3	181,6	208,8	208,1
13	198,4	174,0	169,3	180,6	207,6	195,3
14	199,6	174,0	169,3	181,0	208,1	207,1
15	199,8	174,0	169,3	181,0	208,2	207,6
16	199,7	174,0	169,3	181,0	208,1	204,0
17	202,1	236,0	213,6	217,2	249,8	241,9
18	198,4	174,0	169,3	180,6	207,6	204,9
média				206,48	237,4	231,5

Fonte: do autor

No software TQS, o valor utilizado de tensão admissível do solo foi 200 kPa, e é baseado na média das tensões obtidas dos métodos manuais de todas as sapatas, sem majoração, valor este de 206,48kPa, arredondado para o múltiplo de 10, mais próximo abaixo, para aumentar o grau de segurança.

APÊNDICE C

Tabela 10 - distorções e recalques unitários entre todas as sapatas do projeto

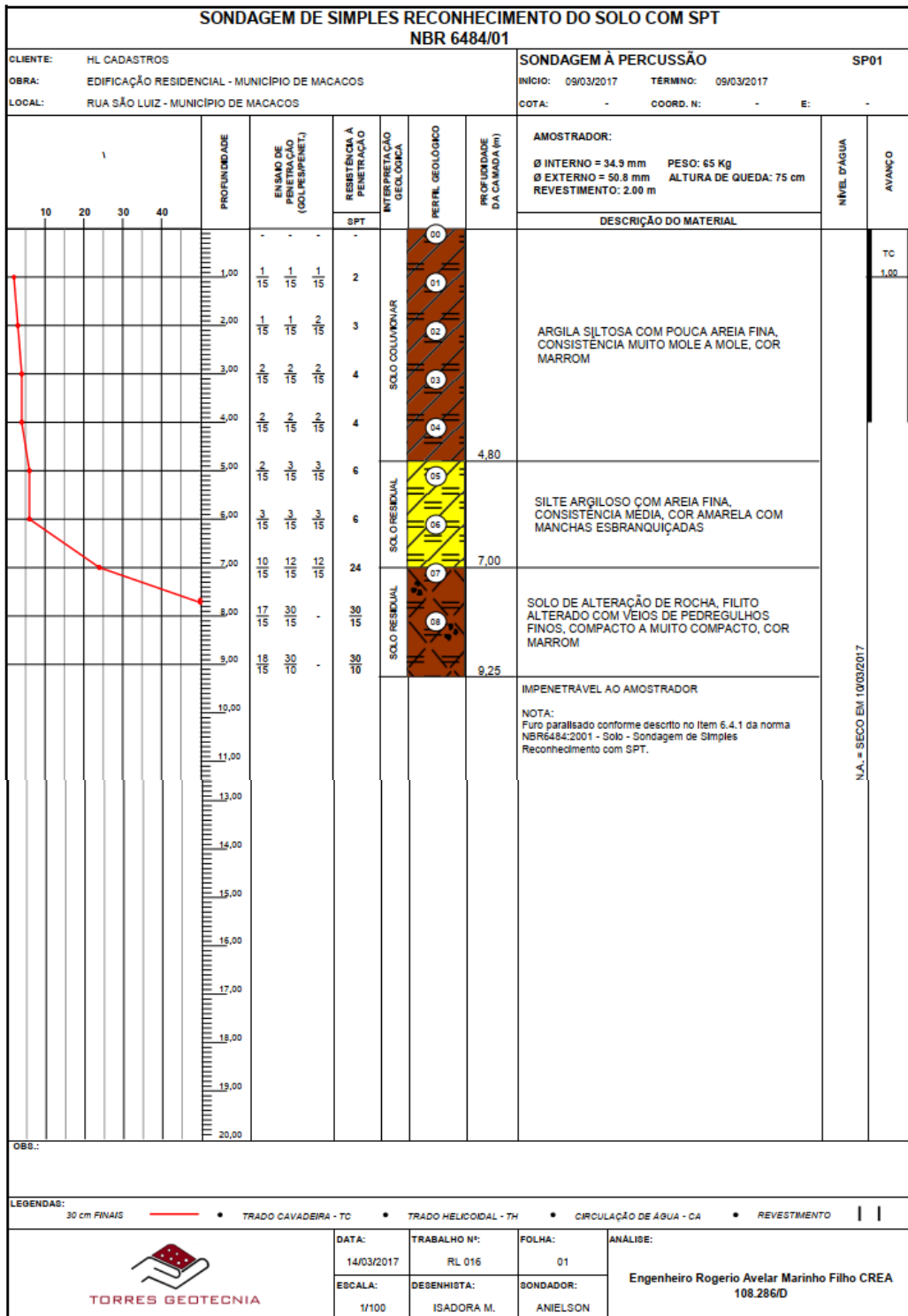
SAP	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18
S1	17	18	3	2	4	0	17	51	44	29	21	7	7	21	21	14	4	1
S2	18	18	13	5	0	5	14	70	56	32	21	5	15	15	19	11	0	5
S3	3	13	17	1	5	2	15	59	92	57	34	9	7	19	27	20	4	2
S4	2	5	1	17	8	4	9	33	49	93	60	14	5	13	24	23	5	3
S5	4	0	5	8	18	19	5	19	29	58	73	15	8	8	8	16	0	9
S6	0	5	2	4	19	17	7	26	29	45	65	39	2	10	16	19	9	1
S7	17	14	15	9	5	7	19	9	30	18	12	0	53	6	10	4	5	8
S8	51	70	59	33	19	26	9	21	9	8	1	12	73	41	20	14	18	21
S9	44	56	92	49	29	29	30	9	22	1	3	18	47	36	38	25	31	28
S10	29	32	57	93	58	45	18	8	1	22	9	31	32	17	22	47	58	45
S11	21	21	34	60	73	65	12	1	3	9	22	53	105	43	30	38	73	94
S12	7	5	9	14	15	39	0	12	18	31	53	19	52	10	22	15	20	41
S13	7	15	7	5	8	2	53	73	47	32	105	52	16	62	74	67	32	11
S14	21	15	19	13	8	10	6	41	36	17	43	10	62	19	12	5	30	51
S15	21	19	27	24	13	16	10	20	38	22	30	22	74	12	20	7	43	63
S16	14	11	20	23	16	19	4	14	25	47	38	15	67	5	7	20	35	28
S17	4	0	4	5	0	9	5	18	31	58	73	20	32	30	43	35	18	21
S18	1	5	2	3	9	1	8	21	28	45	94	41	11	51	63	28	21	17

fonte do autor.


As células em amarelo são as distorções angulares (ω), em radiano, e estão multiplicados por 1/100.000, o limite máximo de distorção é 333,3, e nenhum valor encontrado na tabela ultrapassa este limite. A distorção é calculada através da equação 65, no item 3.2.5.7.6, deste projeto.

As células em azul são os recalques unitários das sapatas, em mm, para o caso das sapatas fossem analisada separadamente, os valores estão abaixo do limite de 25mm. Como o valor de distorção está muito baixo, isso representa que a edificação não sofrerá com recalques excessivos, pois evidentemente, a edificação recalca quase uniformemente. Os recalques foram calculados através dos métodos analíticos e semiempíricos utilizados neste projeto.

ANEXO A



ANEXO A

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT									
NBR 6484/01					SONDAGEM À PERCUSSÃO			SP02	
CLIENTE:		HL CADASTROS			INÍCIO:			09/03/2017	
OBRA:		EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL - MUNICÍPIO DE MACACOS			TÉRMINO:			09/03/2017	
LOCAL:		RUA SÃO LUIZ - MUNICÍPIO DE MACACOS			COTA:			COORD. N. E.	
		PROFUNDIDADE		ENSAYO DE PENETRAÇÃO (SPT)		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (MPa)		PERFIL GEOLÓGICO	
		10 20 30 40		SPT		N.º DE PERCUSSÃO		PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	
								AMOSTRADOR:	
								Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg	
								Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	
								REVESTIMENTO: 2,00 m	
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
								NÍVEL D'ÁGUA	
								AVANÇO	
								TC	
								1,00	
								SOLO COLÚMNIAR	
								00	
								01	
								02	
								03	
								04	
								4,50	
								SOLO RESIDUAL	
								05	
								06	
								07	
								7,00	
								SOLO RESIDUAL	
								08	
								09	
								10,45	
								IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR	
								NOTA:	
								Furo paralisado conforme descrito no item 5.4.1 da norma	
								NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples	
								Reconhecimento com SPT.	
								N.A. = SECO EM 09/03/2017	
OBS.:									
LEGENDAS:									
30 cm FINAIS ● TRADO CAVADEIRA - TC ● TRADO HELICOIDAL - TH ● CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA ● REVESTIMENTO									
 TORRES GEOTECNIA				DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	ANÁLISE:		
				14/03/2017	RL 015	01	Engenheiro Rogerio Avelar Marinho Filho CREA 108.286/D		
				ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:			
				1/100	ISADORA M.	ANIELSON			

ANEXO B

DADOS DO DIMENSIONAMENTO DA SAPATA S1 MÉTODO COMPUTACIONAL

TQS Fundações V21.14.52 Dimensionamento

Pg 1

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SU

90040-060 RS

32330204

AV PAULO GAMA, 110 5º ANDAR FARROUPILHA

PORTO

ALEGRE

0001 edificio 2020

18/11/20

clientes 2020

21:20:16

LEGENDA

GEOMETRIA

Xpil, Ypil: dimensões em X e Y

ColarX, Colar Y: larguras do colar em X e Y

Xsap, Ysap: dimensões em X e Y

H0x, H0y: altura do rodapé em X e Y

ExcX, ExcY: excentricidade em X e Y em relação ao CG do pilar

CARREGAMENTO:

Caso: caso de carregamento da sapata onde a situação de esforço ocorre

Comb: combinação onde a situação de esforço ocorre

Fzmin, Fzmax: situação de força vertical mínima e máxima

Fxmin, Fxmax: situação de força horizontal em X mínima e máxima

Fymin, Fymax: situação de força horizontal em Y mínima e máxima

Mxmin, Mxmax: situação de momento vetorial em torno de X mínimo e máximo

Mymin, Mymax: situação de momento vetorial em torno de Y mínimo e máximo

N: força vertical para a combinação indicada

Mx, My: momento vetorial em torno de X e Y para a combinação indicada

Fx, Fy: esforço cortante em X e Y para a combinação indicada

RESULTADOS

Caso: caso de carregamento da sapata onde a situação de esforço ocorre

Msd: momento fletor de cálculo

rho: porcentagem mínima de armadura

As,calc: área de armadura calculada com o momento atuante na seção

As,calc,corr: área de armadura corrigida no caso de sapatas retangulares

Area,sec: área da seção de cálculo

As,min,rho: área de armadura mínima calculada com rho

As,min,crit: área de armadura mínima imposto pelo arquivo de critérios

As,det: área de armadura utilizada para o detalhamento

As,det/m: área de armadura por metro

nf, bit, esp: número de ferros, bitola e espaçamento

Vsd: esforço cortante de cálculo
 ds: altura útil da seção S
 bs: largura da seção S

Sapata: S1 Número = 1 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 165.00 Ysap: 170.00 Altura: 45.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 45.00

Volume: 1.18 m3

Área de Formas: 2.68 m2

Peso próprio: 29.6 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
FzMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
MxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
MxMin	9	21	362.2	-31.70	-21.30	0.00	-6.9	9.9
MyMax	15	35	382.9	-67.80	-3.00	0.00	-1.4	20.9
MyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
FxMax	8	20	334.6	-31.40	15.50	0.00	4.3	9.8
FxMin	18	38	365.4	-31.80	-21.30	0.00	-7.0	10.0
FyMax	6	18	379.8	-67.70	-2.90	0.00	-1.3	20.9
FyMin	7	19	319.4	1.90	-2.90	0.00	-1.3	-0.3
Adicional	17	37	337.7	-31.40	15.40	0.00	4.3	9.8
Adicional	16	36	322.5	1.90	-3.00	0.00	-1.4	-0.3

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Ms	Caso
+X	92.11	17
-X	103.31	18
+Y	145.31	15
-Y	82.06	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	39.0	39.0	0.97	17	3.55	
-X	39.0	39.0	1.09	18	3.55	
+Y	39.0	39.0	1.54	15	3.55	
-Y	39.0	39.0	0.88	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	37.5	78.0	123.17	17	312.77	
-X	37.5	78.0	138.38	18	312.77	
+Y	37.5	78.0	200.47	15	313.26	
-Y	37.5	78.0	111.22	16	313.26	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	7056.0	42.29	15	121.43	
seção X	1521.0	7056.0	9.12	15	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	103.31	114.61	7.50	7.50	7328.8	
0.07	0.00	7.5				
Y	145.31	111.13	9.00	9.00	7116.2	
0.07	0.00	9.0				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	7.5	4.7	16	8.0	10.0	
Y	9.0	5.8	13	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	291.5	405.0	
Y	378.7	432.9	

Sapata: S2 Número = 2 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 200.00 Ysap: 205.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 1.98 m3

Área de Formas: 3.24 m2

Peso próprio: 49.5 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	11	31	634.1	-57.40	-1.20	0.00	-0.3	18.3
FzMin	7	19	562.5	1.40	-1.10	0.00	-0.2	0.0
MxMax	8	20	596.5	-32.30	18.40	0.00	6.1	10.5
MxMin	18	38	594.4	-32.60	-20.70	0.00	-6.6	10.6
MyMax	15	35	630.9	-69.10	-1.10	0.00	-0.3	21.9
MyMin	7	19	562.5	1.40	-1.10	0.00	-0.2	0.0
FxMax	8	20	596.5	-32.30	18.40	0.00	6.1	10.5
FxMin	9	21	591.2	-32.50	-20.60	0.00	-6.6	10.5
FyMax	15	35	630.9	-69.10	-1.10	0.00	-0.3	21.9
Adicional	17	37	599.6	-32.40	18.40	0.00	6.0	10.5
Adicional	16	36	565.6	1.30	-1.10	0.00	-0.3	0.1
Adicional	14	34	611.3	-34.50	-12.90	0.00	-4.1	11.2

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	202.10	17
-X	202.25	18
+Y	259.05	15
-Y	183.41	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.21	17	3.55	
-X	54.0	39.0	1.21	18	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.57	15	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.12	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.3	93.0	209.07	17	470.89	
-X	47.3	93.0	209.36	18	470.89	
+Y	47.5	93.0	280.28	15	472.90	
-Y	47.5	93.0	195.81	16	472.90	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	70.04	11	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.13	11	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001

Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec
As,min,rho	As,min,crit	As,det			
X	202.25	215.16	10.20	10.20	10665.0
0.11	0.00	10.2			
Y	259.05	210.00	11.80	11.80	10415.0
0.10	0.00	11.8			

Armaduras Detalhadas [cm2, cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.2	5.2	14	10.0	15.0	
Y	11.8	6.2	17	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	466.4	617.8	
Y	561.1	778.5	

Sapata: S3 Número = 3 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 205.00 Ysap: 210.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 2.08 m3

Área de Formas: 3.32 m2

Peso próprio: 52.0 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	11	31	676.8	-57.30	-2.50	0.00	-1.1	18.3
FzMin	7	19	602.3	1.60	-2.40	0.00	-1.1	0.1
MxMax	8	20	637.3	-32.20	16.80	0.00	5.1	10.5
MxMin	9	21	630.2	-32.30	-21.60	0.00	-7.2	10.5
MyMax	15	35	673.1	-69.00	-2.40	0.00	-1.1	21.9
MyMin	7	19	602.3	1.60	-2.40	0.00	-1.1	0.1
FxMax	8	20	637.3	-32.20	16.80	0.00	5.1	10.5
FxMin	9	21	630.2	-32.30	-21.60	0.00	-7.2	10.5
FyMax	15	35	673.1	-69.00	-2.40	0.00	-1.1	21.9
FyMin	7	19	602.3	1.60	-2.40	0.00	-1.1	0.1
Adicional	17	37	642.6	-32.40	16.80	0.00	5.0	10.6
Adicional	18	38	635.5	-32.50	-21.60	0.00	-7.2	10.6
Adicional	16	36	607.6	1.40	-2.40	0.00	-1.1	0.2

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	220.80	17
-X	222.62	18
+Y	279.90	15
-Y	203.30	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.28	17	3.55	
-X	54.0	39.0	1.29	18	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.64	15	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.20	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.5	93.0	226.10	17	472.90	
-X	47.5	93.0	228.23	18	472.90	
+Y	47.7	93.0	292.97	15	474.80	
-Y	47.7	93.0	210.08	16	474.80	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	74.75	11	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.95	11	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.11	X	222.62	220.32	10.50	10.50	10915.0
		0.00	10.5			
0.11	Y	279.90	215.16	12.90	12.90	10665.0
		0.00	12.9			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.5	5.2	15	10.0	14.0	
Y	12.9	6.6	18	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	499.1	661.9	
Y	589.5	824.3	

 Sapata: S4 Número = 4 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25
 Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):
 Xsap: 205.00 Ysap: 210.00 Altura: 60.00
 H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00
 Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 2.08 m3

Área de Formas: 3.32 m2

Peso próprio: 52.0 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	11	31	677.4	-56.80	-0.20	0.00	0.2	18.2
FzMin	7	19	602.7	2.10	-0.20	0.00	0.2	-0.1
MxMax	8	20	630.6	-31.80	19.00	0.00	6.3	10.4
MxMin	9	21	637.7	-31.80	-19.40	0.00	-5.9	10.4
MyMax	15	35	673.7	-68.50	-0.20	0.00	0.2	21.8
MyMin	7	19	602.7	2.10	-0.20	0.00	0.2	-0.1
FxMax	17	37	636.1	-32.00	19.00	0.00	6.4	10.5
FxMin	9	21	637.7	-31.80	-19.40	0.00	-5.9	10.4
FyMax	15	35	673.7	-68.50	-0.20	0.00	0.2	21.8
FyMin	7	19	602.7	2.10	-0.20	0.00	0.2	-0.1
Adicional	18	38	643.2	-31.90	-19.40	0.00	-5.9	10.5
Adicional	16	36	608.1	1.90	-0.20	0.00	0.2	0.0

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	220.75	17
-X	223.11	18
+Y	279.67	15
-Y	203.90	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.28	17	3.55	
-X	54.0	39.0	1.30	18	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.64	15	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.21	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.5	93.0	226.18	17	472.90	
-X	47.5	93.0	228.59	18	472.90	
+Y	47.7	93.0	292.76	15	474.80	
-Y	47.7	93.0	210.72	16	474.80	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	74.82	11	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.96	11	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	223.11	220.32	10.50	10.50	10915.0	
0.11	0.00	10.5				
Y	279.67	215.16	12.90	12.90	10665.0	
0.11	0.00	12.9				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.5	5.2	15	10.0	14.0	
Y	12.9	6.6	18	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	498.5	661.9	
Y	589.3	824.3	

Sapata: S5 Número = 5 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 200.00 Ysap: 205.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 1.98 m3

Área de Formas: 3.24 m2

Peso próprio: 49.5 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	11	31	632.4	-56.10	-1.60	0.00	-0.6	17.9
FzMin	7	19	560.9	2.60	-1.50	0.00	-0.6	-0.3
MxMax	17	37	592.8	-31.40	18.10	0.00	5.7	10.2
MxMin	9	21	594.9	-31.10	-21.10	0.00	-6.9	10.1
MyMax	15	35	629.4	-67.90	-1.50	0.00	-0.6	21.5
MyMin	7	19	560.9	2.60	-1.50	0.00	-0.6	-0.3
FxMax	8	20	589.7	-31.30	18.00	0.00	5.7	10.2
FxMin	9	21	594.9	-31.10	-21.10	0.00	-6.9	10.1
FyMax	15	35	629.4	-67.90	-1.50	0.00	-0.6	21.5
FyMin	7	19	560.9	2.60	-1.50	0.00	-0.6	-0.3
Adicional	18	38	598.1	-31.20	-21.00	0.00	-6.9	10.2
Adicional	16	36	564.1	2.50	-1.50	0.00	-0.6	-0.2
Adicional	13	33	609.6	-33.30	10.10	0.00	3.2	10.8

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Ms	Caso
+X	199.65	17
-X	203.73	18
+Y	257.59	15
-Y	183.86	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.20	17	3.55	
-X	54.0	39.0	1.22	18	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.56	15	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.12	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.3	93.0	206.53	17	470.89	
-X	47.3	93.0	210.90	18	470.89	
+Y	47.5	93.0	278.67	15	472.90	
-Y	47.5	93.0	196.35	16	472.90	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	69.85	11	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.10	11	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.11	X	203.73	215.16	10.20	10.20	10665.0
		0.00	10.2			
0.10	Y	257.59	210.00	11.80	11.80	10415.0
		0.00	11.8			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.2	5.2	14	10.0	15.0	
Y	11.8	6.1	17	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	468.9	617.8	
Y	558.3	778.5	

 Sapata: S6 Número = 6 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 160.00 Ysap: 165.00 Altura: 45.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 45.00

Volume: 1.11 m3

Área de Formas: 2.60 m2

Peso próprio: 27.9 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	15	35	379.0	-65.90	0.50	0.00	0.6	20.4
FzMin	7	19	315.5	3.80	0.40	0.00	0.6	-0.9
MxMax	17	37	361.5	-29.90	18.90	0.00	6.2	9.4
MxMin	9	21	330.7	-29.50	-17.90	0.00	-5.0	9.2
MyMax	15	35	379.0	-65.90	0.50	0.00	0.6	20.4
MyMin	7	19	315.5	3.80	0.40	0.00	0.6	-0.9
FxMax	8	20	358.3	-29.80	18.80	0.00	6.2	9.3
FxMin	9	21	330.7	-29.50	-17.90	0.00	-5.0	9.2
FyMax	15	35	379.0	-65.90	0.50	0.00	0.6	20.4
FyMin	7	19	315.5	3.80	0.40	0.00	0.6	-0.9
Adicional	18	38	333.9	-29.50	-17.90	0.00	-5.0	9.3
Adicional	16	36	318.7	3.80	0.50	0.00	0.6	-0.9

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	96.79	17
-X	89.45	18
+Y	138.66	15
-Y	79.21	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	39.0	39.0	1.05	17	3.55	
-X	39.0	39.0	0.97	18	3.55	
+Y	39.0	39.0	1.53	15	3.55	
-Y	39.0	39.0	0.89	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	37.4	78.0	132.05	17	312.24	
-X	37.4	78.0	122.07	18	312.24	
+Y	37.5	78.0	199.38	15	312.77	
-Y	37.5	78.0	112.09	16	312.77	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	7056.0	41.86	15	121.43	
seção X	1521.0	7056.0	9.02	15	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001

Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec
As,min,rho	As,min,crit	As,det			
X	96.79	111.13	7.30	7.30	7116.2
0.07	0.00	7.3			
Y	138.66	107.65	8.60	8.60	6903.8
0.07	0.00	8.6			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	7.3	4.7	16	8.0	10.0	
Y	8.6	5.7	12	10.0	13.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	285.7	405.0	
Y	376.2	399.6	

Sapata: S7 Número = 7 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 205.00 Ysap: 210.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 2.08 m3

Área de Formas: 3.32 m2

Peso próprio: 52.0 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	5	17	653.7	-35.00	-16.20	0.00	-5.9	11.4
FzMin	17	37	611.5	-32.70	13.80	0.00	3.4	10.6
MxMax	8	20	612.9	-32.80	13.90	0.00	3.4	10.7
MxMin	18	38	641.4	-33.10	-23.50	0.00	-8.2	10.8
MyMax	6	18	623.9	-71.70	-4.70	0.00	-2.3	23.3
MyMin	16	36	630.2	3.00	-4.90	0.00	-2.4	-0.9
FxMax	8	20	612.9	-32.80	13.90	0.00	3.4	10.7
FxMin	18	38	641.4	-33.10	-23.50	0.00	-8.2	10.8
FyMax	6	18	623.9	-71.70	-4.70	0.00	-2.3	23.3
FyMin	7	19	631.6	2.90	-4.70	0.00	-2.3	-0.9
Adicional	4	16	635.8	-34.80	6.10	0.00	1.0	11.3
Adicional	9	21	642.8	-33.10	-23.40	0.00	-8.1	10.8

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	209.78	4
-X	226.56	9
+Y	265.87	6
-Y	212.77	7

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.22	4	3.55	
-X	54.0	39.0	1.31	9	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.56	6	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.26	7	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.5	93.0	214.30	4	472.90	
-X	47.5	93.0	232.35	9	472.90	
+Y	47.7	93.0	278.68	6	474.80	
-Y	47.7	93.0	219.95	7	474.80	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	72.20	5	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.51	5	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	226.56	220.32	10.70	10.70	10915.0	
0.11	0.00	10.7				
Y	265.87	215.16	12.30	12.30	10665.0	
0.11	0.00	12.3				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.7	5.3	15	10.0	14.0	
Y	12.3	6.2	17	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	504.6	661.9	
Y	557.7	778.5	

Sapata: S8 Número = 8 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 265.00 Ysap: 270.00 Altura: 80.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 80.00

Volume: 3.99 m3

Área de Formas: 4.28 m2

Peso próprio: 99.7 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	3	15	1184.8	-13.40	-0.70	0.00	0.1	4.5
FzMin	15	35	1124.0	-72.40	-0.80	0.00	0.0	23.8
MxMax	8	20	1142.3	-33.00	19.10	0.00	6.5	10.9
MxMin	18	38	1125.0	-33.30	-20.60	0.00	-6.4	11.0
MyMax	6	18	1135.0	-72.40	-0.70	0.00	0.1	23.8
MyMin	7	19	1143.0	3.10	-0.70	0.00	0.1	-0.9
FxMax	8	20	1142.3	-33.00	19.10	0.00	6.5	10.9
FxMin	9	21	1136.0	-33.30	-20.50	0.00	-6.4	11.0
FyMax	6	18	1135.0	-72.40	-0.70	0.00	0.1	23.8
FyMin	7	19	1143.0	3.10	-0.70	0.00	0.1	-0.9
Adicional	4	16	1184.3	-35.10	11.10	0.00	4.0	11.6
Adicional	5	17	1180.5	-35.20	-12.60	0.00	-3.8	11.6
Adicional	2	14	1179.8	-59.70	-0.70	0.00	0.1	19.7

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	539.99	4
-X	539.25	5
+Y	593.85	2
-Y	530.22	3

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	74.0	39.0	1.69	4	3.55	
-X	74.0	39.0	1.68	5	3.55	
+Y	74.0	39.0	1.87	2	3.55	
-Y	74.0	39.0	1.68	3	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	60.9	113.0	409.82	4	736.83	
-X	60.9	113.0	409.31	5	736.83	
+Y	61.2	113.0	455.21	2	740.26	
-Y	61.2	113.0	403.17	3	740.26	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	13.87	3	21.43	
seção X	1521.0	8778.8	22.67	3	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.17	X	539.99	463.61	18.80	18.80	17030.0
		0.00	18.8			
0.17	Y	593.85	455.37	20.10	20.10	16730.0
		0.00	20.1			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	18.8	7.2	25	10.0	10.0	
Y	20.1	7.8	18	12.5	15.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	899.9	1519.5	
Y	952.6	1405.0	

Sapata: S9 Número = 9 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 280.00 Ysap: 285.00 Altura: 85.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 85.00

Volume: 4.59 m³

Área de Formas: 4.52 m²

Peso próprio: 114.8 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	3	15	1336.7	-12.20	-4.70	0.00	-2.3	3.9
FzMin	15	35	1266.1	-71.20	-4.40	0.00	-2.2	23.2
MxMax	8	20	1284.7	-32.00	15.00	0.00	4.1	10.4
MxMin	9	21	1277.3	-32.10	-23.90	0.00	-8.4	10.4
MyMax	6	18	1275.7	-71.30	-4.40	0.00	-2.2	23.2
MyMin	16	36	1276.3	4.30	-4.40	0.00	-2.2	-1.5
FxMax	8	20	1284.7	-32.00	15.00	0.00	4.1	10.4
FxMin	9	21	1277.3	-32.10	-23.90	0.00	-8.4	10.4
FyMax	6	18	1275.7	-71.30	-4.40	0.00	-2.2	23.2
FyMin	7	19	1285.9	4.20	-4.40	0.00	-2.2	-1.5
Adicional	4	16	1335.9	-33.90	7.00	0.00	1.4	11.0
Adicional	5	17	1331.5	-34.00	-16.40	0.00	-6.1	11.0
Adicional	2	14	1330.4	-58.50	-4.70	0.00	-2.3	19.0

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	645.19	4
-X	652.69	5
+Y	704.27	2
-Y	642.46	3

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	79.0	39.0	1.77	4	3.55	
-X	79.0	39.0	1.79	5	3.55	
+Y	79.0	39.0	1.96	2	3.55	
-Y	79.0	39.0	1.79	3	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	64.2	118.0	457.45	4	811.71	
-X	64.2	118.0	463.27	5	811.71	
+Y	64.5	118.0	514.84	2	815.49	
-Y	64.5	118.0	466.83	3	815.49	

Fendilhamento [kgf/cm²):

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	14.64	3	21.43	
seção X	1521.0	8778.8	25.58	3	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.19	X	652.69	544.88	21.40	21.40	18746.2
		0.00	21.4			
0.18	Y	704.27	535.73	22.50	22.50	18433.8
		0.00	22.5			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	21.4	7.7	19	12.5	15.0	
Y	22.5	8.3	20	12.5	14.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	1038.0	1542.4	
Y	1083.4	1665.2	

Sapata: S10 Número = 10 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 280.00 Ysap: 285.00 Altura: 85.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 85.00

Volume: 4.59 m3

Área de Formas: 4.52 m2

Peso próprio: 114.8 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	3	15	1352.9	-11.70	1.20	0.00	1.2	3.7
FzMin	15	35	1280.8	-70.80	1.10	0.00	1.1	23.1
MxMax	8	20	1292.6	-31.60	20.60	0.00	7.4	10.2
MxMin	9	21	1300.1	-31.50	-18.30	0.00	-5.1	10.2
MyMax	6	18	1291.1	-70.80	1.10	0.00	1.1	23.1
MyMin	7	19	1301.3	4.70	1.10	0.00	1.1	-1.7
FxMax	8	20	1292.6	-31.60	20.60	0.00	7.4	10.2
FxMin	9	21	1300.1	-31.50	-18.30	0.00	-5.1	10.2
FyMax	6	18	1291.1	-70.80	1.10	0.00	1.1	23.1
FyMin	7	19	1301.3	4.70	1.10	0.00	1.1	-1.7
Adicional	4	16	1347.7	-33.50	12.90	0.00	4.9	10.9
Adicional	5	17	1352.2	-33.40	-10.50	0.00	-2.6	10.8
Adicional	2	14	1346.6	-58.00	1.20	0.00	1.2	18.9

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	657.21	4
-X	656.24	5
+Y	711.77	2
-Y	650.87	3

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	79.0	39.0	1.80	4	3.55	
-X	79.0	39.0	1.80	5	3.55	
+Y	79.0	39.0	1.98	2	3.55	
-Y	79.0	39.0	1.82	3	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	64.2	118.0	466.30	4	811.71	
-X	64.2	118.0	465.44	5	811.71	
+Y	64.5	118.0	520.27	2	815.49	
-Y	64.5	118.0	472.97	3	815.49	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	14.43	3	21.43	
seção X	1521.0	8778.8	25.89	3	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.19	X	657.21	544.88	21.50	21.50	18746.2
		0.00	21.5			
0.18	Y	711.77	535.73	22.70	22.70	18433.8
		0.00	22.7			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	21.5	7.8	19	12.5	15.0	
Y	22.7	8.3	20	12.5	14.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	1046.4	1542.4	
Y	1095.3	1665.2	

Sapata: S11 Número = 11 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 265.00 Ysap: 270.00 Altura: 80.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 80.00

Volume: 3.99 m3

Área de Formas: 4.28 m2

Peso próprio: 99.7 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	3	15	1184.0	-12.00	-2.80	0.00	-1.2	4.0
FzMin	15	35	1123.3	-71.10	-2.50	0.00	-1.1	23.4
MxMax	17	37	1124.4	-32.00	17.30	0.00	5.4	10.6
MxMin	9	21	1141.6	-31.80	-22.40	0.00	-7.6	10.5
MyMax	6	18	1134.2	-71.10	-2.60	0.00	-1.2	23.4
MyMin	7	19	1142.3	4.40	-2.60	0.00	-1.2	-1.4
FxMax	17	37	1124.4	-32.00	17.30	0.00	5.4	10.6
FxMin	9	21	1141.6	-31.80	-22.40	0.00	-7.6	10.5
FyMax	6	18	1134.2	-71.10	-2.60	0.00	-1.2	23.4
FyMin	7	19	1142.3	4.40	-2.60	0.00	-1.2	-1.4
Adicional	4	16	1179.8	-33.90	9.10	0.00	2.6	11.2
Adicional	5	17	1183.6	-33.70	-14.70	0.00	-5.1	11.1
Adicional	2	14	1179.1	-58.30	-2.80	0.00	-1.2	19.2

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	535.76	4
-X	542.86	5
+Y	592.25	2
-Y	531.14	3

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	74.0	39.0	1.67	4	3.55	
-X	74.0	39.0	1.70	5	3.55	
+Y	74.0	39.0	1.87	2	3.55	
-Y	74.0	39.0	1.68	3	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	60.9	113.0	406.50	4	736.83	
-X	60.9	113.0	412.17	5	736.83	
+Y	61.2	113.0	453.92	2	740.26	
-Y	61.2	113.0	403.93	3	740.26	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	13.78	3	21.43	
seção X	1521.0	8778.8	22.66	3	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.17	X	542.86	463.61	18.90	18.90	17030.0
		0.00	18.9			
0.17	Y	592.25	455.37	20.10	20.10	16730.0
		0.00	20.1			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	18.9	7.2	26	10.0	10.0	
Y	20.1	7.8	18	12.5	15.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	903.5	1580.3	
Y	950.5	1405.0	

 Sapata: S12 Número = 12 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 200.00 Ysap: 205.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 1.98 m3

Área de Formas: 3.24 m2

Peso próprio: 49.5 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	4	16	651.5	-32.80	12.90	0.00	4.9	10.7
FzMin	18	38	609.5	-30.70	-16.90	0.00	-4.3	10.0
MxMax	17	37	639.3	-31.10	20.30	0.00	7.2	10.1
MxMin	9	21	610.9	-30.70	-17.00	0.00	-4.4	10.0
MyMax	6	18	621.8	-69.70	1.60	0.00	1.4	22.6
MyMin	7	19	629.5	5.00	1.60	0.00	1.4	-1.6
FxMax	17	37	639.3	-31.10	20.30	0.00	7.2	10.1
FxMin	9	21	610.9	-30.70	-17.00	0.00	-4.4	10.0
FyMax	6	18	621.8	-69.70	1.60	0.00	1.4	22.6
FyMin	7	19	629.5	5.00	1.60	0.00	1.4	-1.6
Adicional	8	20	640.8	-31.10	20.20	0.00	7.1	10.1
Adicional	5	17	633.6	-32.60	-9.50	0.00	-2.0	10.6

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	216.64	8
-X	205.18	5
+Y	256.78	6
-Y	207.25	7

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.30	8	3.55	
-X	54.0	39.0	1.23	5	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.56	6	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.26	7	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.3	93.0	224.13	8	470.89	
-X	47.3	93.0	211.67	5	470.89	
+Y	47.5	93.0	277.93	6	472.90	
-Y	47.5	93.0	221.43	7	472.90	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	71.96	4	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.47	4	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	216.64	215.16	10.30	10.30	10665.0	
0.11	0.00	10.3				
Y	256.78	210.00	11.70	11.70	10415.0	
0.10	0.00	11.7				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.3	5.2	15	10.0	13.0	
Y	11.7	6.1	16	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	499.3	661.9	
Y	555.7	732.7	

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	94.17	111.13	7.30	7.30	7116.2	
0.07	0.00	7.3				
Y	118.06	107.65	7.30	7.30	6903.8	
0.07	0.00	7.3				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	7.3	4.7	16	8.0	10.0	
Y	7.3	4.8	16	8.0	10.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	276.4	405.0	
Y	317.2	426.3	

Sapata: S14 Número = 14 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 200.00 Ysap: 205.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 1.98 m3

Área de Formas: 3.24 m2

Peso próprio: 49.5 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	12	32	657.7	-8.70	-1.80	0.00	-0.4	1.7
FzMin	6	18	592.3	-63.80	-1.60	0.00	-0.4	18.7
MxMax	8	20	623.7	-27.30	18.00	0.00	6.0	7.5
MxMin	9	21	620.4	-27.60	-21.30	0.00	-6.7	7.6
MyMax	6	18	592.3	-63.80	-1.60	0.00	-0.4	18.7
MyMin	16	36	652.2	6.40	-1.70	0.00	-0.4	-2.9
FxMax	8	20	623.7	-27.30	18.00	0.00	6.0	7.5
FxMin	9	21	620.4	-27.60	-21.30	0.00	-6.7	7.6
FyMax	6	18	592.3	-63.80	-1.60	0.00	-0.4	18.7
FyMin	16	36	652.2	6.40	-1.70	0.00	-0.4	-2.9
Adicional	17	37	626.3	-27.20	18.00	0.00	6.0	7.4
Adicional	18	38	623.0	-27.40	-21.30	0.00	-6.7	7.5
Adicional	15	35	594.9	-63.70	-1.70	0.00	-0.4	18.6
Adicional	14	34	640.2	-29.00	-13.60	0.00	-4.2	7.9
Adicional	11	31	622.6	-51.70	-1.80	0.00	-0.4	14.9

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	210.19	17
-X	211.64	18
+Y	242.43	15
-Y	216.05	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.26	17	3.55	
-X	54.0	39.0	1.27	18	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.47	15	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.32	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.3	93.0	217.36	17	470.89	
-X	47.3	93.0	219.04	18	470.89	
+Y	47.5	93.0	262.24	15	472.90	
-Y	47.5	93.0	230.92	16	472.90	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	72.64	12	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	12.59	12	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001		Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec
Sentido	As,min,rho	As,min,crit	As,det			
0.11	X	211.64	215.16	10.20	10.20	10665.0
		0.00	10.2			
0.10	Y	242.43	210.00	11.00	11.00	10415.0
		0.00	11.0			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.2	5.2	14	10.0	15.0	
Y	11.0	5.7	16	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	488.5	617.8	
Y	529.0	732.7	

Sapata: S15 Número = 15 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 210.00 Ysap: 215.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 2.18 m3

Área de Formas: 3.40 m2

Peso próprio: 54.4 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	12	32	741.7	-8.80	-3.70	0.00	-1.6	1.9
FzMin	6	18	670.9	-64.00	-3.50	0.00	-1.5	18.9
MxMax	8	20	704.7	-27.50	15.80	0.00	4.6	7.7
MxMin	9	21	694.5	-27.60	-22.80	0.00	-7.6	7.7
MyMax	6	18	670.9	-64.00	-3.50	0.00	-1.5	18.9
MyMin	16	36	730.5	6.40	-3.50	0.00	-1.5	-2.7
FxMax	8	20	704.7	-27.50	15.80	0.00	4.6	7.7
FxMin	9	21	694.5	-27.60	-22.80	0.00	-7.6	7.7
FyMax	6	18	670.9	-64.00	-3.50	0.00	-1.5	18.9
FyMin	16	36	730.5	6.40	-3.50	0.00	-1.5	-2.7
Adicional	13	33	728.8	-29.00	7.90	0.00	2.1	8.1
Adicional	14	34	722.7	-29.00	-15.30	0.00	-5.3	8.1
Adicional	11	31	707.8	-51.80	-3.70	0.00	-1.6	15.1
Adicional	17	37	709.0	-27.30	15.80	0.00	4.6	7.6

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	249.08	13
-X	253.36	14
+Y	284.61	11
-Y	256.46	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.40	13	3.55	
-X	54.0	39.0	1.43	14	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.62	11	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.47	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.7	93.0	246.99	17	474.80	
-X	47.7	93.0	251.31	14	474.80	
+Y	47.9	93.0	293.49	11	476.58	
-Y	47.9	93.0	262.39	16	476.58	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	81.92	12	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	14.19	12	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001		Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec
Sentido	As,min,rho	As,min,crit	As,det			
0.11	X	253.36	225.47	12.10	12.10	11165.0
		0.00	12.1			
0.11	Y	284.61	220.32	13.10	13.10	10915.0
		0.00	13.1			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	12.1	5.9	17	10.0	12.0	
Y	13.1	6.5	18	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	550.7	750.2	
Y	588.1	824.3	

 Sapata: S16 Número = 16 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 205.00 Ysap: 210.00 Altura: 60.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 60.00

Volume: 2.08 m3

Área de Formas: 3.32 m2

Peso próprio: 52.0 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	12	32	729.4	-8.10	-0.60	0.00	0.2	1.6
FzMin	6	18	659.0	-63.50	-0.60	0.00	0.2	18.7
MxMax	17	37	687.2	-26.90	18.80	0.00	6.4	7.4
MxMin	9	21	692.8	-26.90	-19.90	0.00	-5.9	7.5
MyMax	6	18	659.0	-63.50	-0.60	0.00	0.2	18.7
MyMin	16	36	718.9	6.90	-0.50	0.00	0.2	-2.9
FxMax	8	20	682.7	-27.00	18.70	0.00	6.4	7.5
FxMin	9	21	692.8	-26.90	-19.90	0.00	-5.9	7.5
FyMax	6	18	659.0	-63.50	-0.60	0.00	0.2	18.7
FyMin	16	36	718.9	6.90	-0.50	0.00	0.2	-2.9
Adicional	13	33	710.4	-28.40	11.00	0.00	3.9	7.9
Adicional	14	34	716.5	-28.40	-12.20	0.00	-3.5	7.9
Adicional	11	31	695.5	-51.20	-0.60	0.00	0.2	14.9
Adicional	18	38	697.4	-26.80	-19.90	0.00	-5.9	7.4

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	238.38	13
-X	241.00	14
+Y	272.51	11
-Y	245.41	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	54.0	39.0	1.39	13	3.55	
-X	54.0	39.0	1.40	14	3.55	
+Y	54.0	39.0	1.60	11	3.55	
-Y	54.0	39.0	1.45	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	47.5	93.0	243.72	13	472.90	
-X	47.5	93.0	246.81	18	472.90	
+Y	47.7	93.0	284.26	11	474.80	
-Y	47.7	93.0	253.88	16	474.80	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	8778.8	80.56	12	121.43	
seção X	1521.0	8778.8	13.96	12	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.11	X	241.00	220.32	11.40	11.40	10915.0
		0.00	11.4			
0.11	Y	272.51	215.16	12.60	12.60	10665.0
		0.00	12.6			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	11.4	5.7	16	10.0	13.0	
Y	12.6	6.4	18	10.0	11.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	541.6	706.0	
Y	580.0	824.3	

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Madmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
0.10	X	203.27	182.25	10.60	10.60	9811.2
		0.00	10.6			
0.10	Y	231.07	177.72	11.70	11.70	9573.8
		0.00	11.7			

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	10.6	5.6	15	10.0	13.0	
Y	11.7	6.3	16	10.0	12.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	473.0	599.5	
Y	519.6	666.1	

Sapata: S18 Número = 18 Repetições: 1

GEOMETRIA:

Pilar:

Xpil: 39.00 Ypil: 39.00 ColarX: 1.25 ColarY: 1.25

Sapata (Dimensões definidas pelo sistema, cm):

Xsap: 155.00 Ysap: 160.00 Altura: 45.00

H0x: 40.00 H0y: 40.00 ExcX: 0.00 ExcY: 0.00

Altura (Carga horiz. da fundação): 45.00

Volume: 1.05 m3

Área de Formas: 2.52 m2

Peso próprio: 26.2 kN.

Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS:

Nome	Caso	Comb	N	Mx	My	Mz	Fx	Fy
FzMax	16	36	350.7	6.50	-0.10	0.00	0.5	-2.5
FzMin	6	18	294.6	-62.90	-0.20	0.00	0.4	18.6
MxMax	17	37	339.0	-26.90	18.40	0.00	6.1	7.7
MxMin	9	21	308.4	-26.70	-18.70	0.00	-5.2	7.6
MyMax	6	18	294.6	-62.90	-0.20	0.00	0.4	18.6
MyMin	16	36	350.7	6.50	-0.10	0.00	0.5	-2.5
FxMax	8	20	335.5	-27.00	18.30	0.00	6.1	7.7
FxMin	9	21	308.4	-26.70	-18.70	0.00	-5.2	7.6
FyMax	6	18	294.6	-62.90	-0.20	0.00	0.4	18.6
FyMin	16	36	350.7	6.50	-0.10	0.00	0.5	-2.5
Adicional	18	38	311.8	-26.60	-18.60	0.00	-5.2	7.6
Adicional	15	35	298.1	-62.80	-0.10	0.00	0.4	18.5

RESULTADOS:

Flexão [kN.m]:

Sentido	Msd	Caso
+X	87.64	17
-X	81.51	18
+Y	113.13	15
-Y	85.45	16

Compressão Diagonal [MPa , cm]:

Sentido	ds	bs	Tsd	Caso	Limite	Aviso
+X	39.0	39.0	0.99	17	3.55	
-X	39.0	39.0	0.93	18	3.55	
+Y	39.0	39.0	1.30	15	3.55	
-Y	39.0	39.0	0.99	16	3.55	

Força Cortante [kN, cm]:

Sentido	ds	bs	Vsd	Caso	Limite	Aviso
+X	37.3	78.0	121.90	17	311.66	
-X	37.3	78.0	113.48	18	311.66	
+Y	37.4	78.0	167.19	15	312.24	
-Y	37.4	78.0	123.64	16	312.24	

Fendilhamento [kgf/cm2]:

Posição	A1	A2	Tcd	Caso	Limite	Aviso
pilar	1521.0	7056.0	38.74	16	121.43	
seção X	1521.0	7056.0	8.35	16	28.57	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm2]:

rho(%) : 0.001						
Sentido	Msd	Mdmin	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	
As,min,rho	As,min,crit	As,det				
X	87.64	107.65	7.00	7.00	6903.8	
0.07	0.00	7.0				
Y	113.13	104.17	7.00	7.00	6691.2	
0.07	0.00	7.0				

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	7.0	4.7	15	8.0	10.0	
Y	7.0	4.8	15	8.0	10.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	270.2	379.7	
Y	317.1	399.6	

Listagem dos critérios de projeto utilizados

* Norma utilizada *

Norma: ABNT NBR6118:2003

* Materiais *

fck do concreto (kgf/cm²) = 200.
GamaC = 1.40
GamaS = 1.15

Critérios de cálculo e dimensionamento

GamaF = 1.40
GamaN = 1.20
Coeficiente de atrito solo-concreto = 0.29
Porcentagem mínima de área comprimida = 75.
Coef multiplic tensão max p/ dimensionam = 0.0
Cálculo da arm principal: 0 - flexão simples - seção trapezoidal
Método de calc do momento: CONVENCIONAL
Coeficiente de segurança ao tombamento = 1.50
Coeficiente de segurança ao deslizamento = 1.50
Tensão admissível do solo (kgf/cm²) = 2.00
Tensão máxima de compressão (kgf/cm²) = 4.00
Dimensão mínima da sapata (cm) = 60.00
Altura mínima da sapata (cm) = 20.00
Altura h0 mínima da sapata (cm) = 20.00
Arm mínima p/ armadura principal (cm²/m) = 0.00
Método para cálculo de armadura mínima: Momento mínimo
Porcentagem mínima absoluta de armadura principal = 0.00 %
Área utilizada para porcentagem mínima absoluta: (Area da secao tranv)
Cobrimento (cm) = 5.0
Cobrimento do pilar (cm) = 3.0
Diferença cobrimento entre Asx e Asy (cm) = 2.0
Norma de referência para verificações (Cisalhamento, punção, etc): 2003
NBR 2003: Verificação de Cortante limite: CEB

NBR 2003: Coeficiente de majoração para Flexo-Compressões (Normal/Obliqua):
1.500

Método para seleção da tensão de dimensionamento = 0 (Tensão atuante)

Indicador de verificação de cortante em sapatas rígidas = 1 (Sim)

Critérios de detalhamento

Espaçamento mínimo entre bitolas (cm) = 10.0

Espaçamento máximo entre bitolas (cm) = 20.0

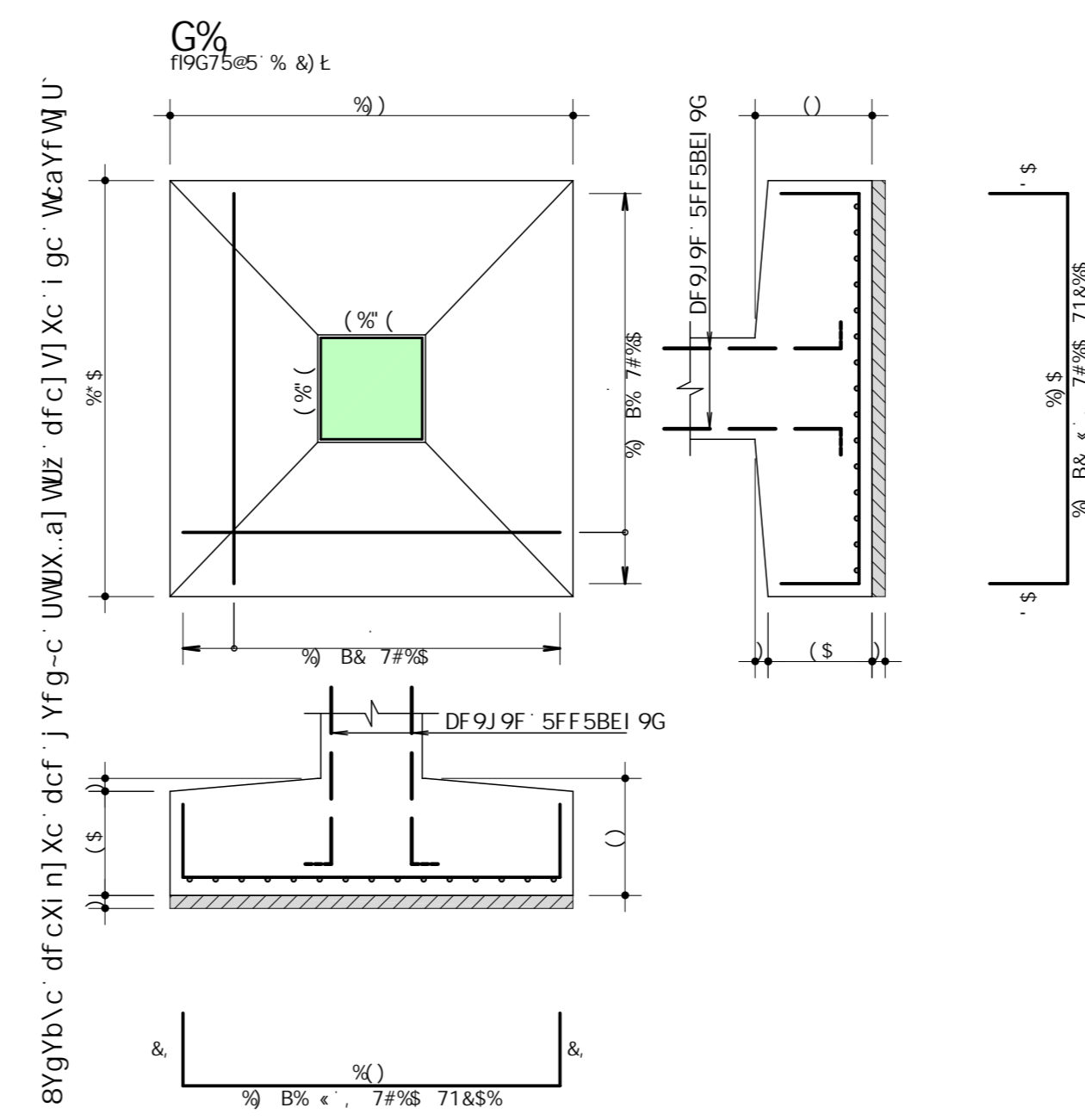
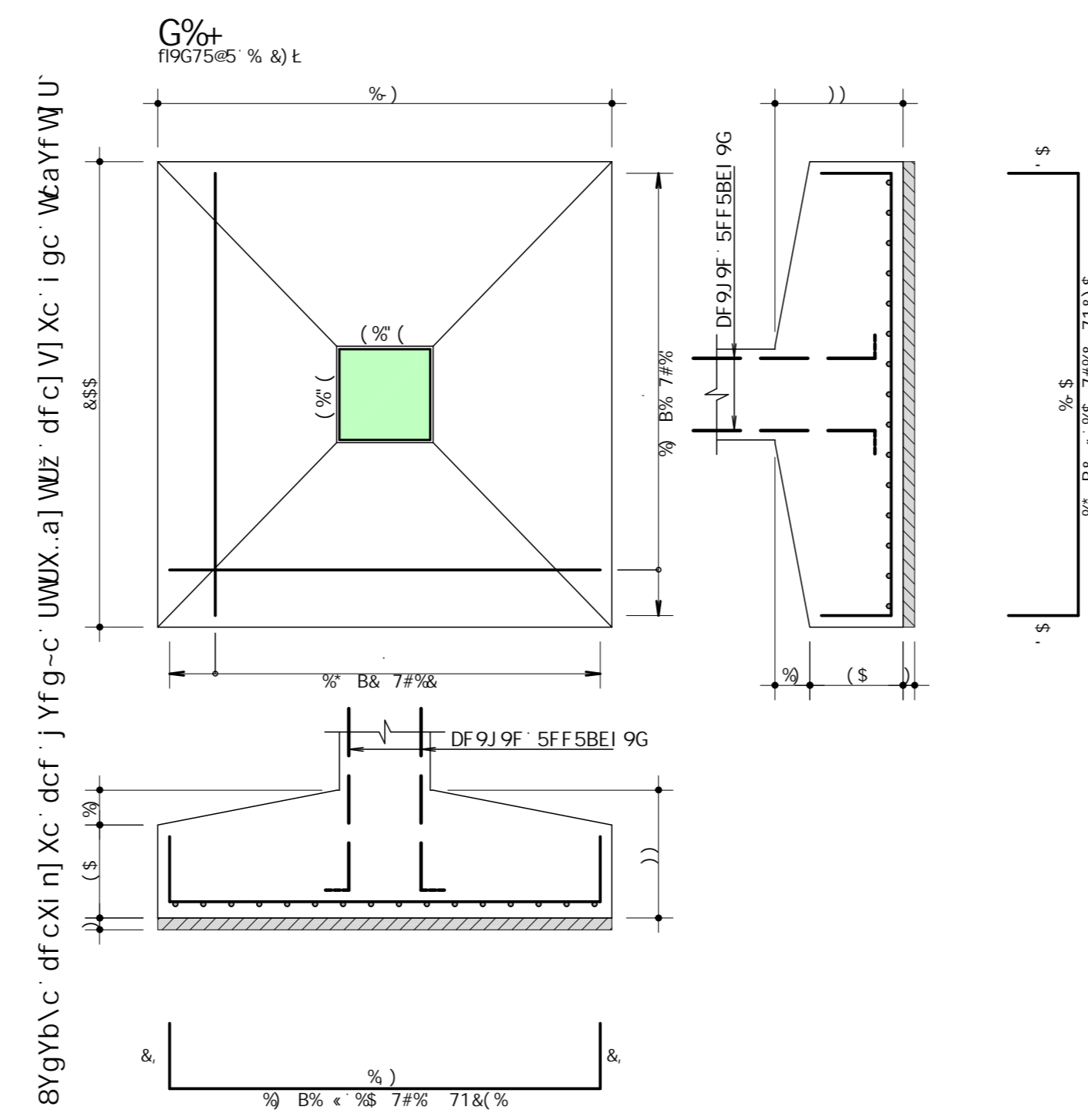
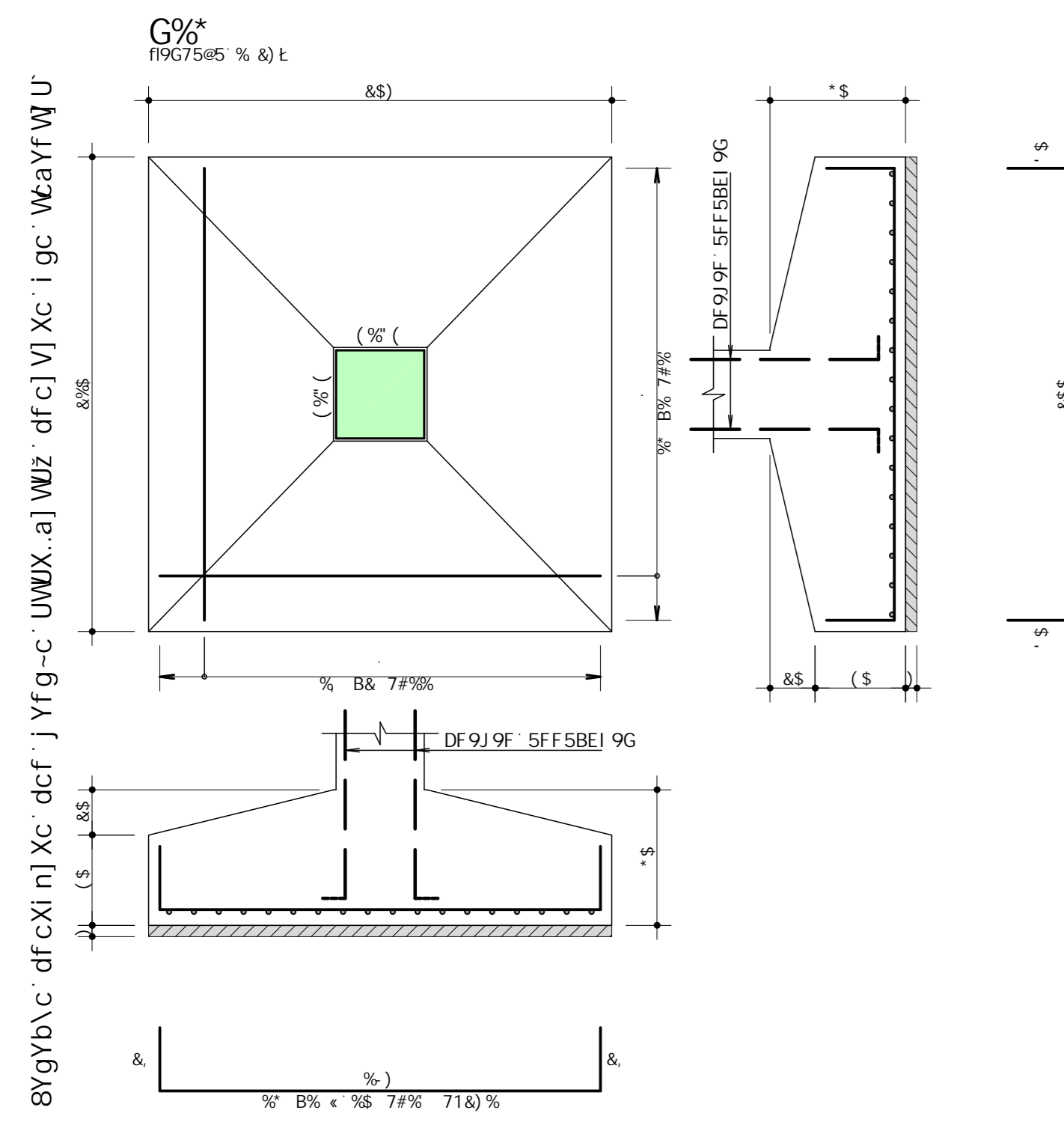
Bitola a partir da qual indica raio de dobramento(mm)= 16.0

Bitola a partir da qual indica reforço nos cantos(mm)= 16.0

Bitola para reforço de extremidade (mm) = 12.5

Comprimento horizontal do reforço (cm) = 55.0

ANEXO C

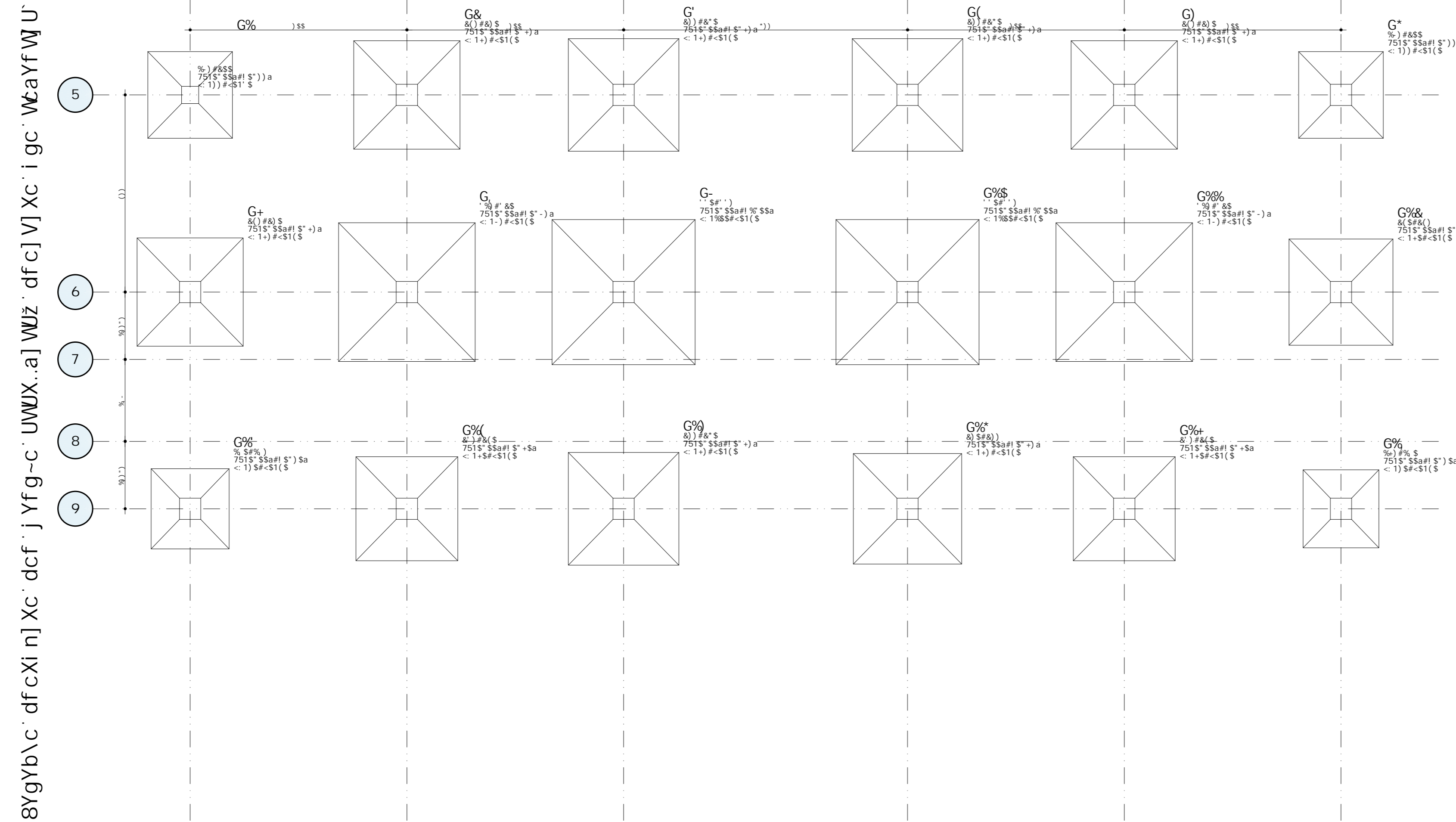
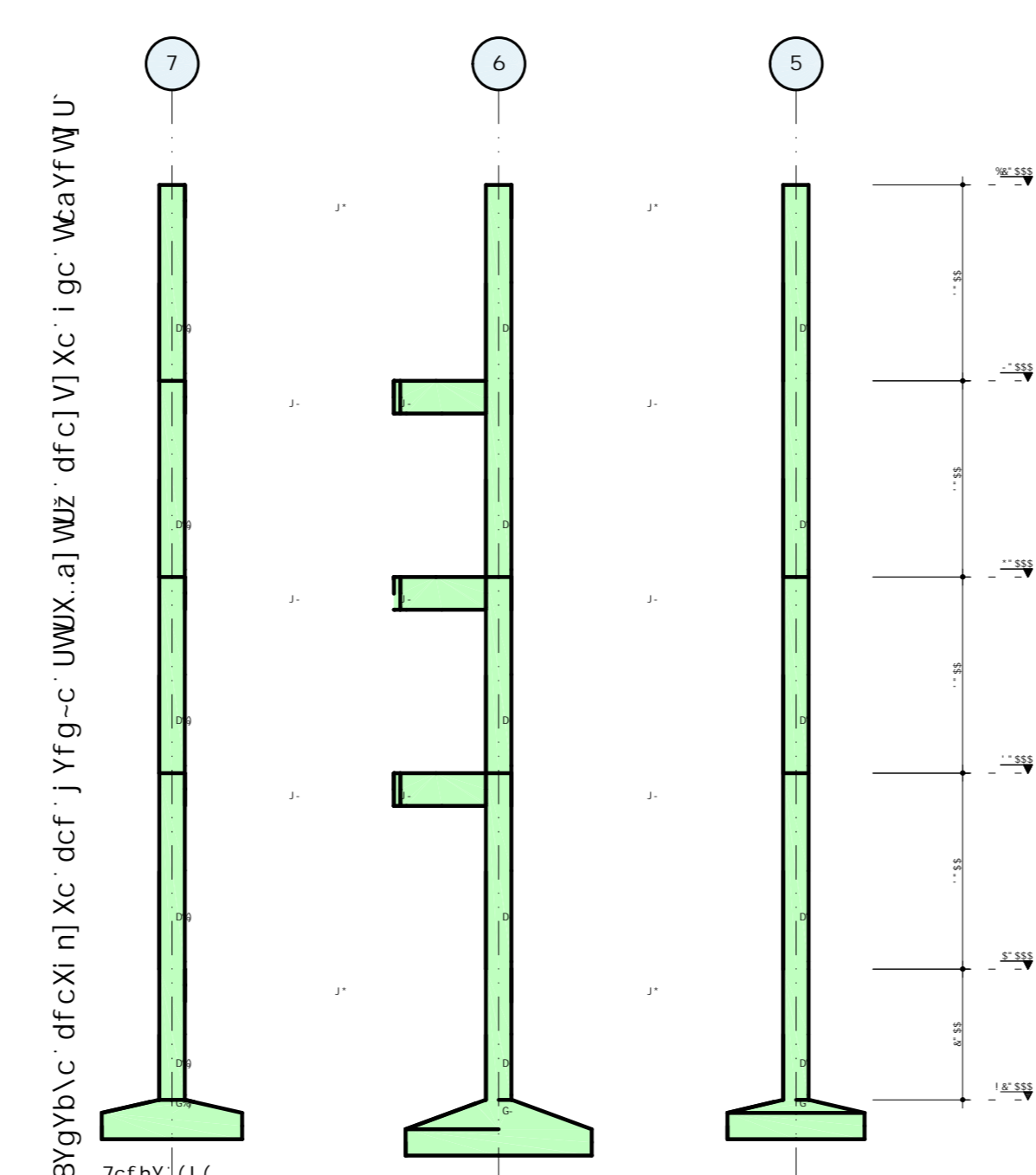
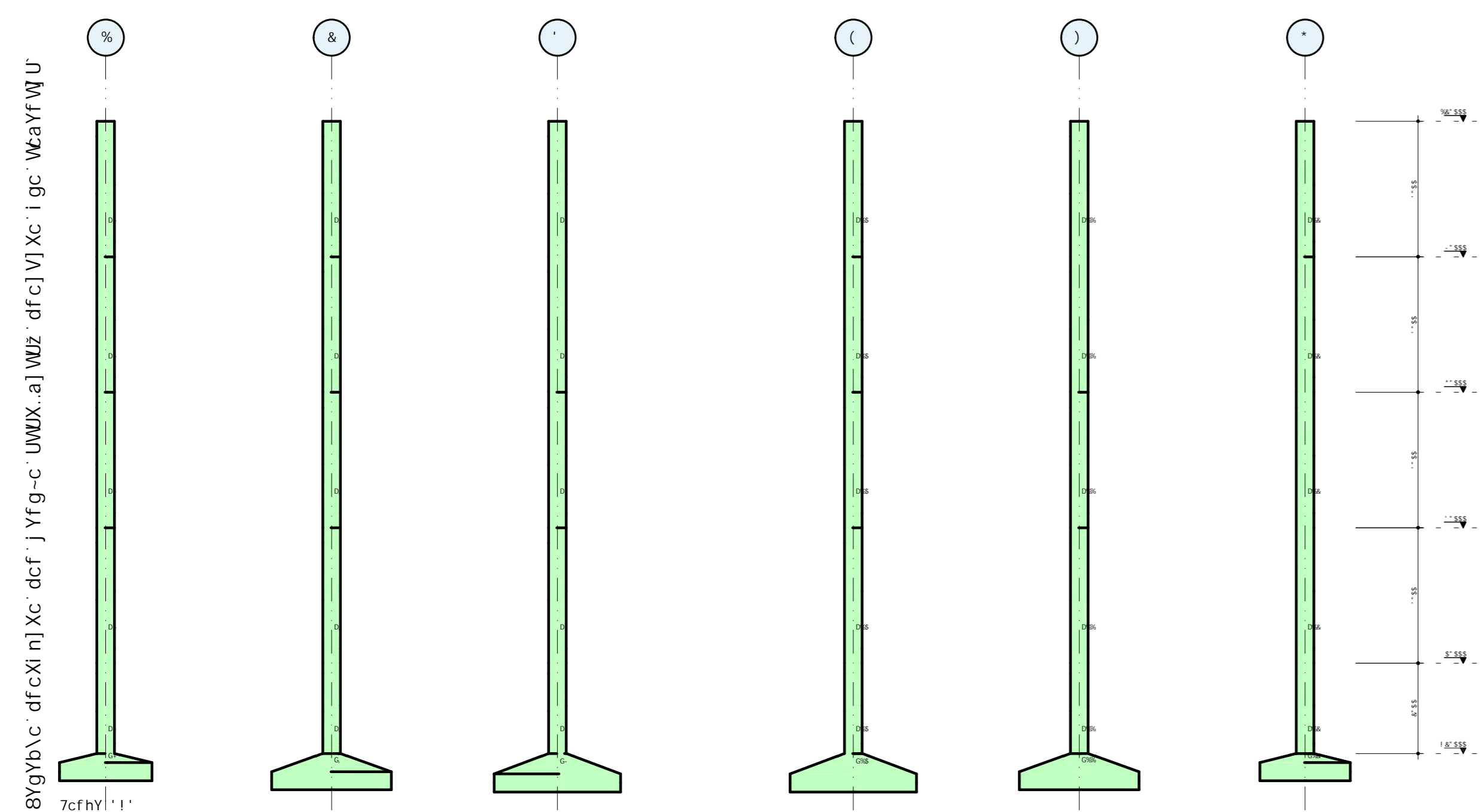


5uC	DCG	6=H flat	EI 5BH	7CADF=A9BHC I B=H HCH5@ fWEL fWEL
G%) \$5	% &	% %) % % (\$%)
G%) \$5	% &	% %) % % (\$%)
G%) \$5	% &	% %) % % (\$%)

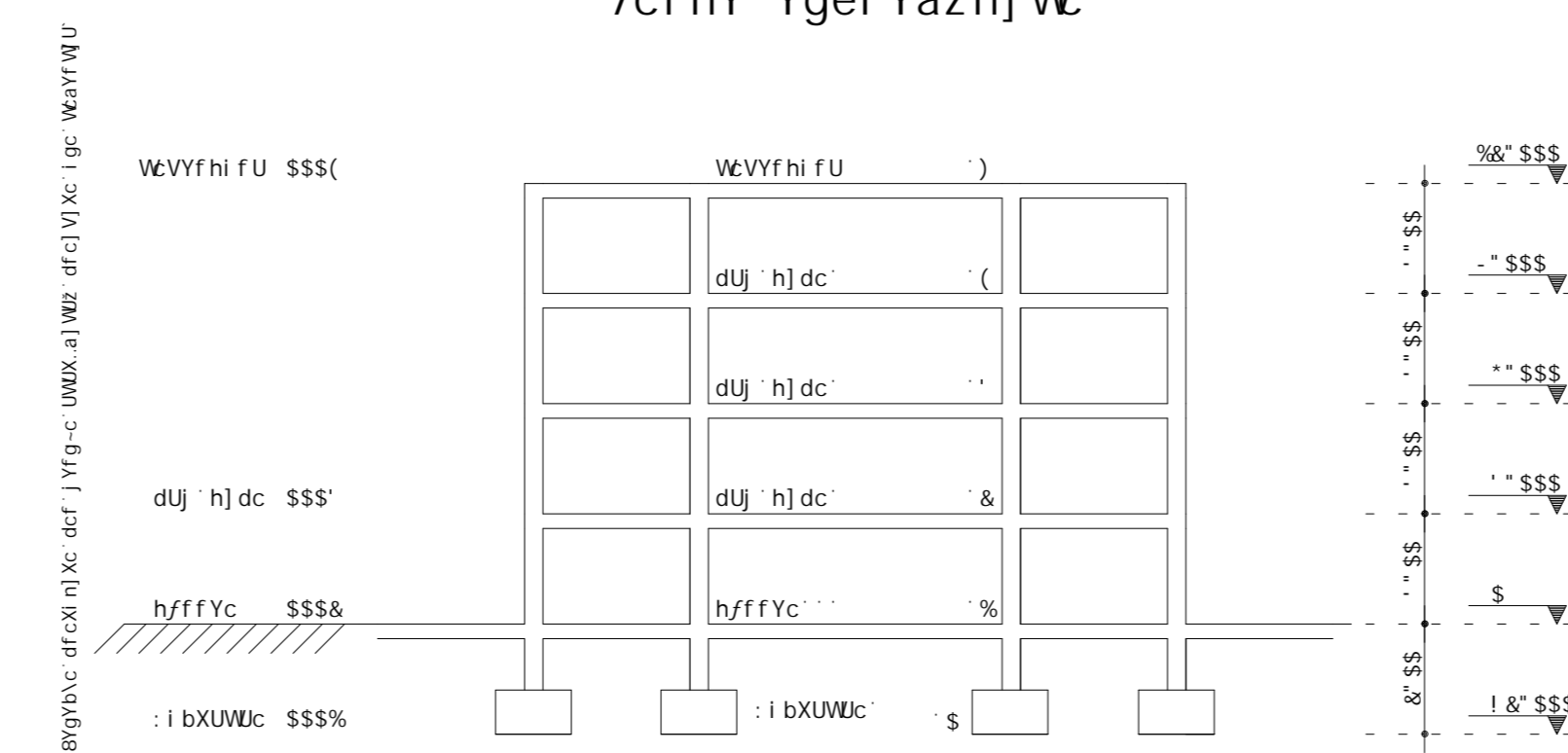
F9GI AC B9 5uC			
5uC	6=H flat	7CADF flat	D9GC fl. L
) \$5	% &	% %) % % (\$%)
DYgc HchU) \$5 1	% &) % % (\$%)

TQS Informática Ltda
 F15 D-B-9-FG2-C- W6 1 1PR8 NCB8- S, 1 1 & A& 1 790 C) (AM \$5% 1 GEC DSI @C

7CB7F9HC ZW 1 ADU	CMF S B <
76-988	BWC U <
CMF S	
H-H IC	FQI B <
BHS	9C7S8
8908-C	7029
	98 <



7cf hY' Ygei Yazh] Wë



N	V	h	l	ASL1	ASL2	ASL3	ASL4	ASL5	ASL6	ASL7	ASL8	ASL9	ASL10	ASL11	ASL12	ASL13	ASL14	ASL15	ASL16	ASL17	ASL18	ASL19	ASL20
1	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1	10	1
2	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2	10	2
3	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3
4	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10	4
5	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5
6	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6	10	6
7	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7	10	7
8	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8	10	8
9	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9	10	9

NOTAS:

1. Verificar se o detalhe apresentado estiver de acordo com as normas em vigor.
2. Este detalhe é baseado no desenho de referência apresentado no presente projeto.
3. Em caso de alteração de qualquer detalhe, deve ser consultado o responsável técnico pelo projeto.
4. Este detalhe não garante a validade de qualquer outro detalhe ou projeto.
5. Este detalhe é fornecido apenas para fins informativos e não constitui uma garantia ou recomendação.
6. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação estrutural adequada.
7. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de segurança adequada.
8. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de desempenho adequada.
9. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de qualidade adequada.
10. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de manutenção adequada.
11. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de saúde e segurança adequada.
12. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de meio ambiente adequada.
13. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto social adequada.
14. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto econômico adequada.
15. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto cultural adequada.
16. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto histórico adequada.
17. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto paisagístico adequada.
18. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto de biodiversidade adequada.
19. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto de recursos hídricos adequada.
20. Este detalhe não substitui a necessidade de uma avaliação de impacto de recursos terrestres adequada.

TQS Informática Ltda

FI/S-D-B-9-FCQ-C- V8.1.1-PRO-FICHA-S.1.1-6.66.1-790-C-(AM-55%)-GEC-DSI-@C

7CB7F9HC
ZWL 1 ADU

749-9898

CNF S

IMP 01

IMP 02

IMP 03

IMP 04

IMP 05

IMP 06

IMP 07

IMP 08

IMP 09

IMP 10

IMP 11

IMP 12

IMP 13

IMP 14

IMP 15

IMP 16

IMP 17

IMP 18

IMP 19

IMP 20

IMP 21

IMP 22

IMP 23

IMP 24

IMP 25

IMP 26

IMP 27

IMP 28

IMP 29

IMP 30

IMP 31

IMP 32

IMP 33

IMP 34

IMP 35

IMP 36

IMP 37

IMP 38

IMP 39

IMP 40

IMP 41

IMP 42

IMP 43

IMP 44

IMP 45

IMP 46

IMP 47

IMP 48

IMP 49

IMP 50

IMP 51

IMP 52

IMP 53

IMP 54

IMP 55

IMP 56

IMP 57

IMP 58

IMP 59

IMP 60

IMP 61

IMP 62

IMP 63

IMP 64

IMP 65

IMP 66

IMP 67

IMP 68

IMP 69

IMP 70

IMP 71

IMP 72

IMP 73

IMP 74

IMP 75

IMP 76

IMP 77

IMP 78

IMP 79

IMP 80

IMP 81

IMP 82

IMP 83

IMP 84

IMP 85

IMP 86

IMP 87

IMP 88

IMP 89

IMP 90

IMP 91

IMP 92

IMP 93

IMP 94

IMP 95

IMP 96

IMP 97

IMP 98

IMP 99

IMP 100