UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

RAFAEL MALLMANN TIZOTT

COMPARAÇÃO DO CUSTO BENEFÍCIO ENTRE DOIS TIPOS DE FUNDAÇÕES: SAPATA RÍGIDA E RADIER

Ijuí/RS

2013

RAFAEL MALLMANN TIZOTT

COMPARAÇÃO DO CUSTO BENEFÍCIO ENTRE DOIS TIPOS DE FUNDAÇÕES: SAPATA RÍGIDA E RADIER

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Paulo Cesar Rodrigues.

Co-orientador: Prof. Carlos Alberto Simões Pires Wayhs.

Ijuí/RS

2013

RAFAEL MALLMANN TIZOTT

COMPARAÇÃO DO CUSTO BENEFÍCIO ENTRE DOIS TIPOS DE FUNDAÇÕES: SAPATA RÍGIDA E RADIER

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora

Banca examinadora

_____

Prof. Paulo Cesar Rodrigues, Mestre - Orientador

_____

Prof. Eder Claro Pedrozo, Mestre - Banca

Ijuí, 26 de novembro de 2013

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por ter estado sempre presente e auxiliado em questões onde somente ele pode intervir, em todas os momentos durante a jornada de estudos e também na vida.

À minha família, meus pais Derli e Marta e minha irmã Jussana, por terem investido nesta empreitada, sempre apoiando, ajudando e incentivando de todos os modos a realização dos meus objetivos, sem limite de esforços.

À minha noiva e colega Taluma, por estar trilhando junto a mim boa parte desta estrada, ajudando e incentivando, vivendo os mesmos objetivos e me proporcionando razões maiores para buscar o sucesso.

Ao meu orientador Paulo, por ajudar em diversas dúvidas e me concedido dicas importantes referentes à realização deste trabalho, que também serão muito úteis na vida profissional.

Ao meu co-orientador Carlos, por ter ajudado e sanado dúvidas na realização deste trabalho, principalmente na parte de solos.

Por fim à todas as outras que de alguma forma vivenciaram comigo esta jornada e em algum momento contribuíram de alguma forma, muito obrigado.

RESUMO

Com os atuais programas de facilitação de crédito e crescimento de construções de padrão popular, o trabalho buscou comparar, no que diz respeito ao dimensionamento e custos, duas fundações superficiais, sendo elas sapatas rígidas e radier. Para isto foi realizada a coleta de dois diferentes conjuntos de parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno para o solo, o primeiro através de ensaio SPT e outro através de recomendações de estudos de laboratório anteriores. O edifício modelo adotado foi de quatro pavimentos e de concepção estrutural em concreto armado, onde primeiramente foi lançado em software de cálculo estrutural a fim de obtenção das cargas nas fundações, para o posterior dimensionamento e detalhamento das vigas de fundação, pilares do térreo e sapatas pelo método das bielas, com base nos parâmetros descritos. Como sequência foi elaborado o dimensionamento e detalhamento da fundação em radier, esta realizada no programa de cálculo estrutural, substituindo-se as vigas de fundação e pilares do térreo por uma placa uniforme de concreto e as paredes do térreo lançadas em forma de cargas lineares. Em se tratando da variação do tamanho das sapatas utilizando os dois conjuntos de parâmetros do solo, a utilização de dados provenientes de ensaios de laboratório apresentaram sapatas ligeiramente maiores do que as sapatas provenientes de correlações semi-empíricas com ensaio SPT, porém mostrou-se mais segura e com maior exatidão para ser adotada nos dimensionamentos e detalhamentos das fundações. Quanto aos custos provenientes dos resultados dos dimensionamentos a fundação em radier apresentou um consumo de aço e concreto mais elevado comparado à fundação em sapatas rígidas, como consequência dos pilares apoiados sobre o radier e que geraram esforços elevados no mesmo. Portanto a fundação em sapatas rígidas se tornou economicamente viável para o caso estudado, aplicado no município de Ijuí.

Palavras-chave:

Fundação, sapata, radier.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fundações superficiais: Bloco (a), sapata (b), radier (c) 16
Figura 2: Tipos de sapatas..... 18
Figura 3: Classificação das sapatas quanto a rigidez..... 19
Figura 4: Caracterização das dimensões da sapata isolada rígida..... 21
Figura 5: Forças atuantes na sapata isolada rígida..... 22
Figura 6: Discretização das bielas de compressão..... 24
Figura 7: Curvas de tensão x recalque de Terzaghi (1943)..... 30
Figura 8: Superfície potencial de ruptura..... 31
Figura 9: Modos de ruptura de Vesic (1975)..... 32
Figura 10: Esquema do caminho das ações..... 38
Figura 11: Fluxograma da Metodologia..... 42
Figura 12: Desenho tridimensional da estrutura..... 46
Figura 13: Detalhe do desenho tridimensional da estrutura..... 47
Figura 14: Gráfico para 1° e 2° penetração do ensaio SPT..... 49
Figura 15: Gráfico para 2° e 3° penetração do ensaio SPT..... 50
Figura 16: Desenho tridimensional do radier na estrutura..... 69
Figura 17: Detalhe do desenho tridimensional do radier na estrutura..... 70
Figura 18: Grelha de pressões resultantes no solo..... 71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Valores comuns de k_v segundo o tipo de solo..... 27
Quadro 2: Valores de E_o e E segundo o tipo de solo..... 28
Quadro 3: Correlação de tensão admissível com k_v..... 28
Quadro 4: Valores de K1 para argilas..... 29
Quadro 5: Fatores de capacidade de carga..... 33
Quadro 6: Fatores de forma De Beer..... 35
Quadro 7: Peso específico de solos argilosos..... 35
Quadro 8: Cargas máximas dos grupos de pilares..... 48
Quadro 9: Dados do ensaio SPT..... 49
Quadro 10: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P1, P6, P23 e P28..... 54
Quadro 11: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P2, P5, P24 e P27..... 54
Quadro 12: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P3, P4, P25 e P26..... 55
Quadro 13: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P11, P12, P17 e P18..... 55
Quadro 14: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P7, P19, P22, P14 e P8..... 56
Quadro 15: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P10, P15 e P9..... 56
Quadro 16: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P13 e P16..... 57
Quadro 17: Dimensionamento 1 da sapata do pilar P20..... 57
Quadro 18: Dimensionamento 1 da sapata do pilar P21..... 58
Quadro 19: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P1, P6, P23 e P28..... 60
Quadro 20: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P2, P5, P24 e P27..... 60
Quadro 21: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P3, P4, P25 e P26..... 61
Quadro 22: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P11, P12, P17 e P18..... 61
Quadro 23: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P7, P19, P22, P14 e P8..... 62
Quadro 24: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P10, P15 e P9..... 62

Quadro 25: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P13 e P16..... 63
Quadro 26: Dimensionamento 2 da sapata do pilar P20..... 63
Quadro 27: Dimensionamento 2 da sapata do pilar P21..... 64
Quadro 28: Comparativo das dimensões das sapatas..... 65
Quadro 29: Resultados da armadura para sapatas..... 67
Quadro 30: Área da seção de armadura por metro de largura..... 68
Quadro 31: Listagem das armaduras empregadas nas sapatas..... 68
Quadro 32: Composição de custos para escavação manual..... 72
Quadro 33: Composição de custos para concreto classe C25..... 72
Quadro 34: Composição de custos para concreto classe C35..... 72
Quadro 35: Composição de custos para armadura CA-60 média..... 72
Quadro 36: Composição de custos para armadura CA-50 média..... 73
Quadro 37: Composição de custos para armadura CA-50 grossa..... 73
Quadro 38: Composição de custos para formas..... 73
Quadro 39: Orçamento das fundações..... 74

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
c – Coesão
cm – Centímetro
cm^2 – Centímetro quadrado
EPS – Poliestireno Expandido
fck – Resistência característica de compressão do concreto
fγd – Tensão de escoamento, de cálculo, do aço
kg – Kilo grama
kg/cm^2 – Kilo grama por centímetro quadrado
kg/cm^3 – Kilo grama por centímetro cúbico
kN/m^3 – Kilo Newton por metro cúbico
kPa – Kilo Pascal
m – Metro
mm – Milímetro
m^3 – Metro Cúbico
NBR – Norma Brasileira
N_{SPT} – Número de golpes em ensaio de SPT
q – Sobrecarga
SPT – Standard Penetration Test (Teste de Penetração Padrão)
t/m^2 – Tonelada por metro quadrado
t/m^3 – Tonelada por metro cúbico

γ – Peso específico
γF – Coeficiente de segurança
σ_c – Tensão de compressão
σ_r – Tensão de ruptura
σ_s – Tensão admissível
ϕ – Ângulo de atrito interno
Ø – Diâmetro

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **12**
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA **13**
1.1 FUNDAÇÕES: HISTÓRICO, CONCEITO E CARACTERÍSTICAS 13
1.1.1 História das Fundações **13**
1.1.2 Conceitos e Características **14**
1.2 CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES 15
1.2.1 Fundações superficiais ou diretas **15**
1.2.2 Fundações profundas **16**
1.3 FUNDAÇÃO EM SAPATAS 17
1.3.1 Classificação das sapatas quanto à rigidez **19**
1.3.2 Sapatas isoladas rígidas **19**
1.4 FUNDAÇÃO EM RADIER 24
1.4.1 Recomendações construtivas **25**
1.4.2 Parâmetros para dimensionamento **26**
1.5 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS 29
1.5.1 Formulação teórica de Terzaghi **30**
1.5.2 Modos de ruptura **32**
1.5.3 Capacidade de carga para sapatas retangulares **33**
1.5.4 Parâmetros de resistência e peso específico **35**
1.6 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, SEUS ELEMENTOS E AÇÕES ATUANTES 36
1.6.1 Concepção estrutural **37**
1.6.2 Caminho das ações **38**
1.6.3 Ações a considerar em projetos de estruturas de concreto **39**
1.7 MÉTODO DE INVESTIGAÇÃO GETÉCNICA SPT (STANDARD PENETRATION TEST) 40

2 METODOLOGIA **41**
2.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA 41
2.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA 41
2.2.1 Cálculo das cargas nas fundações **43**
2.2.2 Cálculo da capacidade de suporte do solo **43**
2.2.3 Dimensionamento das sapatas rígidas, pilares do térreo e das vigas de fundação .. **44**
2.2.4 Dimensionamento do radier **44**
2.2.5 Levantamento quantitativo e de custo das fundações **44**
2.3 OBJETO DE ESTUDO 45
3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS **46**
3.1 LANÇAMENTO INICIAL DO EDIFÍCIO MODELO NO SOFTWARE EBERICK V8 .. 46
3.2 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS FUNDAÇÕES EM SAPATA RÍGIDA 48
3.2.1 Dimensionamento das sapatas rígidas usando parâmetros correlacionados com ensaio SPT **48**
3.2.2 Dimensionamento das sapatas rígidas usando parâmetros recomendados por Viecili (2003) **59**
3.2.3 Análise das dimensões das sapatas e cálculo da armadura **65**
3.3 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA FUNDAÇÃO EM RADIER 69
3.4 COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE OS MODELOS DE FUNDAÇÃO 72
CONCLUSÃO **76**
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS **78**
ANEXOS **80**

INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como tema principal a área de fundações, sendo sua delimitação uma comparação entre custos da execução de dois diferentes tipos de fundação superficial, com parâmetros do solo do município de Ijuí, estado do Rio Grande do Sul.

O objetivo geral do estudo é comparar o dimensionamento, o consumo de materiais e custos finais, entre dois tipos de fundações superficiais, sapatas rígidas e radier, realizando para isto o dimensionamento e projeto destas duas fundações.

A questão que motivou este estudo é: Para o edifício modelo, e utilizando parâmetros do solo do município de Ijuí, Rio Grande do Sul, qual a fundação que apresenta o menor custo: sapata rígida ou radier?

Para obras comerciais e residenciais de pequeno e médio porte, dependendo das características do solo, a fundação pode ser superficial. Dentre estas, o projetista dispõe de várias opções e duas destas são as sapatas rígidas e o radier. Porém fica difícil a escolha de uma técnica mais econômica e que atenda as necessidades do projeto. Então a pesquisa se justificou no desejo de encontrar o método mais viável no sentido de consumo de materiais e custos para este tipo de obra de padrão popular, que hoje estão bastante difundidas devido à facilidade de obtenção de crédito.

Durante o trabalho serão expostas citações e revisões bibliográficas de autores sobre o assunto em questão, salientando as características dos dois tipos de fundação as quais serão comparadas. Também é apresentado o dimensionamentos e projeto destas fundações, com base em cargas calculadas com ajuda de *software* específico, e capacidade do solo calculada conforme a teoria de Terzaghi. Por fim é exposto uma comparação do consumo de materiais e custos dos dois diferentes sistemas de fundações.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

1.1 FUNDAÇÕES: HISTÓRICO, CONCEITO E CARACTERÍSTICAS.

1.1.1 História das Fundações

No período Paleolítico, o homem visto a sua sensibilidade ao clima, procurou proteger-se e abrigar-se em grutas e cavernas, mas na ausência destas, necessitavam fazer a escavação de buracos que chegavam até dois metros abaixo do nível do terreno. Já no período Neolítico, quando o homem já soubera lascar a pedra e construir ferramentas, tornou-se sedentário e passou a construir suas próprias cabanas, geralmente feitas de madeira ou pedra, demostrando assim que a partir desta fase, o homem já possuía noções de estabilidade e comportamento do solo (NÁPOLES NETO, 1998, p. 17).

Nápoles Neto (1998) ainda salienta que em um período denominado “Idade dos Metais” o homem passou a utilizar o ferro para construir suas ferramentas, possibilitando assim que fosse possível a escavação de introdução de estacas no solo.

Já nos antigos impérios do Oriente, passaram a ser utilizados como material de construção o tijolo cerâmico e a pedra, e conforme as características dos solos a que estas construções eram feitas, elas desabavam, ficando assim uma pilha de escombros, que posteriormente eram socadas, e amontoadas com demais escombros a fim de servir como fundação de uma nova construção. Assim eram feitos os palácios e os templos, apoiados em um amontoado de restos de outras estruturas, muitas destas permaneceram ao longo dos séculos (NÁPOLES NETO, 1998, p. 18).

Nápoles Netto (1998), no século VI A.C. na Grécia, as construções passaram a ser de um maior porte e concentrar maiores cargas nas fundações. Sendo algumas colunas apoiadas sobre blocos de pedras sobrepostos e emparelhados, assentados também pobre cascalhos. E por estas estruturas serem de blocos com juntas verticais desencontradas, era possível uma maior distribuição das tensões nas fundações. Já as construções menores eram executadas em sapatas isoladas, feitas de um maciço de pedra, porém em terrenos mais fracos, era feito um reforço na sua base com materiais como a cinza de carvão, terra apiloada ou mistura de calcário mole com pedregulho.

No Renascimento, começou haver a primeira diferenciação entre Engenharia Militar e Engenharia Civil, sendo estes últimos, os responsáveis pela execução de pontes e calçadas. E no século XVIII, surge o primeiro estudioso ilustre da época, Vauban, e foi este o pioneiro na

“visualização da conjunção de ações entre solo e estrutura de retenção”, servindo de base para futuros estudos sobre o que seria hoje a mecânica dos solos.

Com estes dados pode-se perceber a influência que estas técnicas causaram até o período atual. Mesmo com ruína e fracasso, foram estudadas técnicas novas a fim de fortificar a fundação das construções, que eram esbeltas e pesadas. E estes estudos perduram até o presente, visto que com a utilização do computador, fica mais acessível, e possível, o trabalho com diversos dados a fim de prever e descrever o comportamento dos solos, estudo este que segue em avanço, visto que ainda não são usados métodos totalmente precisos no dimensionamento de fundações.

1.1.2 Conceitos e Características

A fundação é a parte da edificação encarregada de distribuir as cargas provenientes da estrutura para o solo em que esta está apoiada, segundo Bell (1985, p. 1), “Uma fundação deve distribuir e transmitir as cargas permanentes e dinâmicas da superestrutura para o substrato de solo”. Salienta ainda que não devem ocorrer recalques diferenciais de grande magnitude, pois podem provocar efeitos adversos na superestrutura.

Bell também faz menção a escolha do tipo adequado de fundação:

> A escolha do tipo mais adequado de fundação para uma estrutura depende da profundidade em que se encontra a camada portante, das dimensões da sapata que seja compatível com o carregamento no solo, da capacidade de carga e homogeneidade do solo e ainda do tipo de superestrutura em análise (BELL, 1985, p. 1).

Como descrito anteriormente, a fundação depende de diversos fatores que devem ser precisamente analisados pelo projetista. Ela precisa ser executada de modo a ser estável, econômica, ter condições de execução, de acordo com o solo em questão e os recursos mecânicos e de mão de obra disponíveis no local.

O projetista estrutural fornece as cargas de apoio do edifício ao projetista de fundações, este por sua vez analisa-as com base nas características do solo, determina os recalques que esta fundação irá ocasionar e compara com os recalques admissíveis da estrutura, sendo assim o projeto de fundações é elaborado após o projeto estrutural (MANUAL DE ESTRUTURAS ABCP, [200-?]).

O Manual de Estruturas ABCP [200-?] salienta ainda alguns parâmetros que devem ser verificados para a escolha das fundações a serem utilizadas, como por exemplo, a existência de taludes, aterros, existência de erosões, posição do nível da água e acima de tudo o tipo e características da estrutura a ser suportada.

1.2 CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Uma fundação pode ser classificada conforme sua natureza de disseminação da carga aplicada e também por sua cota de assentamento.

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), NBR 6122 (2010), as fundações podem ser divididas em superficiais, também chamadas de “rasas” ou “diretas”, e fundações profundas.

1.2.1 Fundações superficiais ou diretas

Uma fundação superficial e aquela que a carga proveniente da superestrutura é distribuída sob a base da fundação, ou seja, a carga do pilar é totalmente aplicada de forma homogênea na base da fundação, eliminando a parcela de carga que a resistência lateral consegue absorver, como é o caso das estacas. Uma fundação em sapata é um bom exemplo de fundação superficial ou direta (CINTRA, 2003, p. 1).

Ainda segundo Cintra (2003), um tubulão também pode ser caracterizado como uma fundação direta, pois na maioria das vezes na pratica profissional brasileira, a resistência lateral deste é desconsiderada, ou somente necessária para suportar o peso próprio do tubulão. Este conceito difere da NBR 6122 (2010) que classifica as fundações superficiais ou diretas também tomando como referencia a cota de assentamento destas, que deve ser “inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”. A Figura 1 ilustra alguns tipos de fundações superficiais mais usadas.

Segundo a NBR 6122 (2010), são alguns exemplos de fundações superficiais:

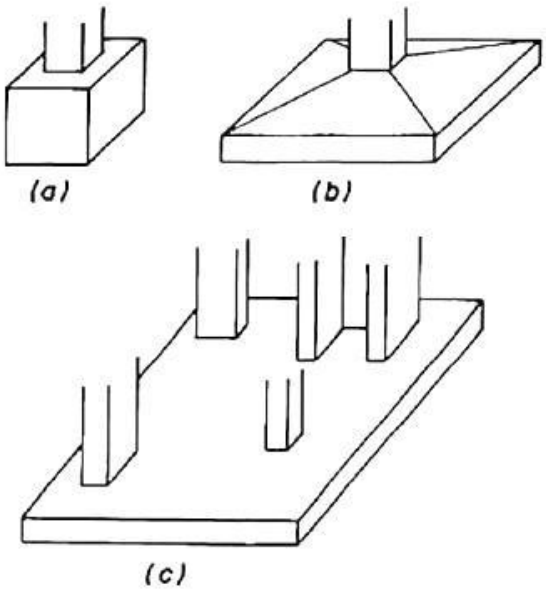
- Bloco: Executado em concreto, resiste principalmente pela compressão, nesse tipo de fundação, as tensões de tração são resistidas pelo próprio concreto, dispensando o uso de armadura. Pode ter suas superfícies laterais inclinadas.

- Sapata: São fundações diretas em que a força de tração não é resistida pelo concreto, sendo necessário o uso de armadura em sua base. É dimensionada

com base na tensão admissível do solo na camada de assentamento. Podem ser subdivididas em: Sapatas associadas (quando há concentração de carga de mais de um pilar em uma mesma sapata), sapata corrida (quando o comprimento é muito maior que sua largura, suporta cargas linearmente distribuídas), e sapata isolada (suporta a carga de um único pilar).

- Radier: Elemento superficial que suporta a maioria, ou todas as cargas (pilares) de uma edificação, distribuindo as tensões nele aplicadas.

Figura 1: Fundações superficiais: Bloco (a), sapata (b), radier (c)



Fonte: Adaptado de Velloso, 1998

1.2.2 Fundações profundas

O Manual de Estruturas ABCP [200-?] define fundações profundas como “aquelas em que a carga é transmitida ao terreno através de sua base (resistência de ponta) e/ou superfície lateral (resistência de atrito)”. Ainda faz menção quanto às proporções de assentamento, onde para ser profunda, uma fundação deve ser “assentada a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta”.

Os principais tipos de fundações profundas são as Estacas e os Tubulões. A NBR 6122 (2010) define ambas:

- Estaca: Tipo de fundação que é executado totalmente por equipamentos, e durante sua execução de forma alguma há a descida de operários. Os materiais usados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores.

- Tubulão: Fundação profunda em que durante sua realização, pelo menos em alguma etapa há a descida de operário para a realização ou do alargamento da base, ou da limpeza da ponta, visto que nesse tipo de fundação a aplicação da carga e predominantemente na ponta.

Dentre as estacas, há uma vasta gama de subdivisões, caracterizadas pelo material empregado e pelo tipo de cravação ou modo de construção. Como é o caso das estacas pré-moldadas, que segundo o Manual de Estruturas ABCP [200-?], é cravada no terreno, podendo ser através da percussão, prensagem (onde é necessário silêncio durante a cravação) e vibração. Uma estaca pré-moldada pode ser de concreto ou metálicas.

Quanto às estacas moldadas *in loco* elas podem ser do tipo *Strauss* (escavada mecanicamente usando um revestimento do tipo camisa metálica, que é retirado à medida que o furo é concretado), *Franki* (emprega um tubo de revestimento com ponta fechada), Hélice Contínua (escavada por um trado helicoidal e concretada simultaneamente a retirada do solo pelo trado), Raíz e Barrete (MANUAL DE ESTRUTURAS ABCP, [200-?]).

1.3 FUNDAÇÃO EM SAPATAS

Sapatas são o tipo mais usado de fundações, são feitas de concreto armado e apresentam uma altura pequena comparada com sua base. São destinadas a receberem cargas lineares (paredes, muros), ou cargas pontuais (pilares), também podendo receber a carga de mais de um pilar. São indicadas para locais onde o solo apresenta de média a alta capacidade de suporte (CARVALHO, 2009, p. 456).

Segundo Carvalho (2009) as sapatas apresentam vantagens em relação a outras fundações, como o tubulão, referente à sua rapidez na execução, além disso, não necessitam de equipamentos específicos para sua realização, como é o caso das estacas. São recomendadas para solos homogêneos, onde não há a possibilidade de grandes recalques diferenciais em diferentes pontos da fundação.

> As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta (...), sendo as mais frequentes as sapatas quadradas (B=L), retangulares e corridas (L>>B). Para efeito de cálculos geotécnicos, considera-se como retangular uma sapata em que L ≤ 5B (TEIXEIRA, 1998, p. 227).

Carvalho (2009) cita alguns tipos de sapatas, que variam das mais simples as mais complexas (Figura 2). São elas:

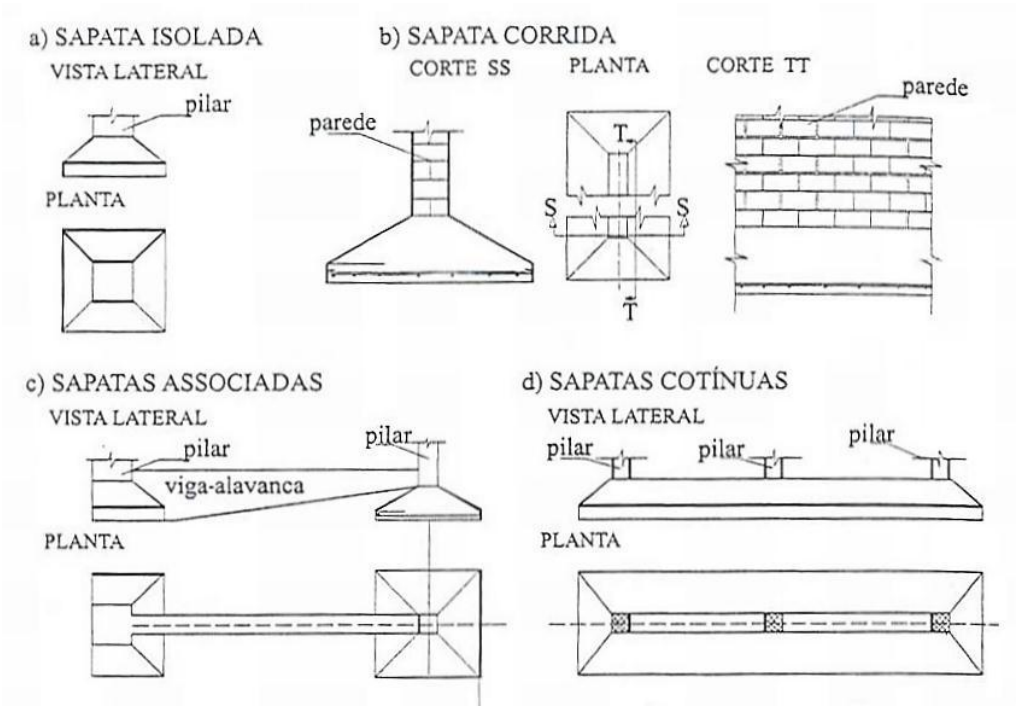
- Sapatas isoladas: suportam um único pilar, podem ser rígidas ou flexíveis, dependendo de suas dimensões;

- Sapatas corridas: suportam muros e paredes (cargas linearmente distribuídas);

- Sapatas combinadas ou associadas: suportam mais de um pilar, porém em número reduzido. Também podem haver sapatas associadas por meio de vigas de alavanca, quando ocorrerem sapatas de divisa, com a finalidade de equilibrar o momento causado pelo pilar excêntrico desta;

- Sapatas contínuas: suportam vários pilares alinhados.

Figura 2: Tipos de sapatas



Fonte: Carvalho, 2009

1.3.1 Classificação das sapatas quanto à rigidez

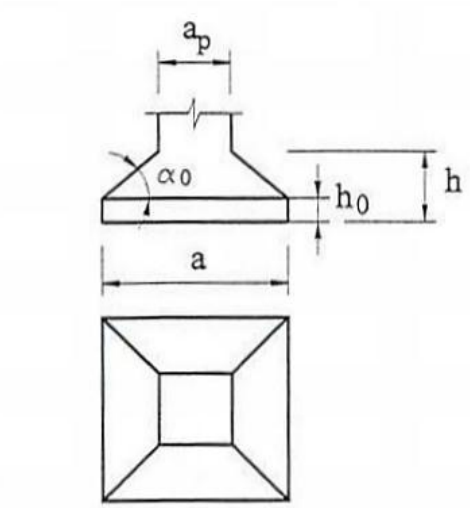
Quanto à rigidez, as sapatas podem ser classificadas como rígidas e flexíveis. A NBR 6118 (2007) classifica uma sapata como rígida quando a condição a seguir é atendida (Equação 1). Caso contrário, a sapata é considerada flexível. A Figura 3 esclarece as dimensões presentes na equação.

Equação 1: $h \geq (a - a_p)/3$

Onde:

h = Altura da sapata;
a = Dimensão da sapata em uma determinada direção;
a_p = É a direção do pilar na mesma direção.

Figura 3: Classificação das sapatas quanto a rigidez



Fonte: Carvalho, 2009

1.3.2 Sapatas isoladas rígidas

De acordo com Alonso (1983), quando uma sapata suporta apenas um pilar, denomina-se sapata isolada. E sua área pode ser calculada pela expressão:

Equação 2: $A = a\ x\ b = \frac{P+pp}{\sigma_s}$

Onde:

P = Carga proveniente do pilar (majorada);
pp = Peso próprio da sapata;
σ_s = Tensão admissível do solo.

Como o peso próprio da sapata não é conhecido no momento do dimensionamento, deve-se arbitrar um valor estimado. Como ele muitas vezes é pouco significante pode ser desconsiderado (ALONSO, 1983, p. 3).

Alonso (1983), define alguns requisitos para a escolha das dimensões (a e b) da sapata:

- O centro de gravidade do pilar e da sapata devem ser coincidentes;
- A menor dimensão da sapata não deve ser menor que 60 cm;
- Preferencialmente a relação entre de a e b deve ser de no máximo 2,5;
- Os valores de a e b devem ser escolhidos de forma que os balanços da sapata sejam iguais, nas duas direções.

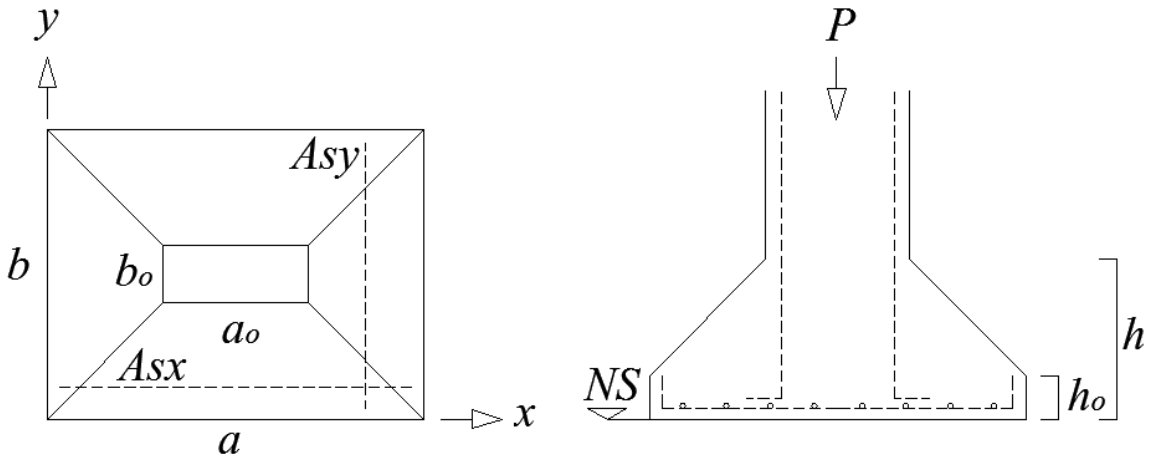
Conforme Alonso (1983), as sapatas podem ser dimensionadas pelo modelo de biela (sapatas rígidas) e para obedecerem à condição de possuir os balanços iguais nas duas direções, devem satisfazer a seguinte condição (Figura 4):

Equação 3: $a - b = a_0 - b_0$

Onde:

a = Maior dimensão da sapata;
a_0 = Maior dimensão do pilar;
b = Menor dimensão da sapata;
b_0 = Menor dimensão do pilar.

Figura 4: Caracterização das dimensões da sapata isolada rígida



Fonte: Próprio autor, 2013

Para o cálculo da altura (h) da sapata rígida, deve ser seguida a condição da NBR 6118 (2007), onde a altura será o maior valor das seguintes expressões, referente às dimensões da sapata nas duas direções:

$$\text{Equação 4: } h \geq \begin{cases} a - a_0/3 \\ b - b_0/3 \end{cases}$$

O valor da altura da base da sapata (h_o), segundo Bastos (2012), é expressa na sequencia (Equação 5) e deve ser tal que permita um plano de concretagem sem armadura. Além disso, o cobrimento recomendado por Alonso (1983) no contato da sapata com o solo deve ser de 5,00 cm.

O valor da força de tração na base da sapata, a ser suportada pela armadura, nas duas direções, depende da força do pilar nela aplicado, da altura útil da sapata e suas dimensões bem como as dimensões do pilar (Figura 5) (ALONSO, 1983).

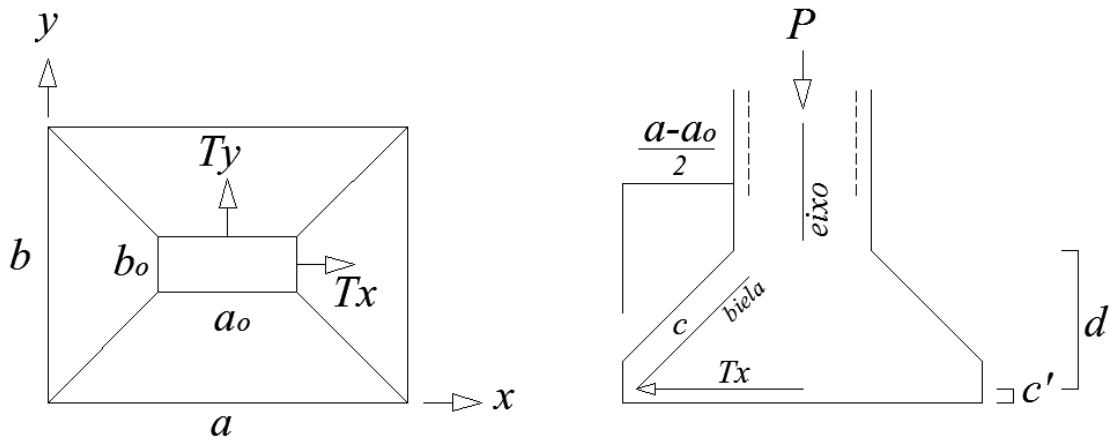
$$\text{Equação 5: } h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20cm \end{cases}$$

Onde:

h_0 = Altura inicial (reta) da sapata;

h = Altura total da sapata;

Figura 5: Forças atuantes na sapata isolada rígida



Fonte: Próprio autor, 2013

A seguir tem-se as formulas para determinação dos valores da altura útil, das forças de tração atuantes nas duas direções na base e da área de armadura necessária para combater o esforço de tração, para sapatas rígidas, adaptado de Alonso (1983).

Equação 6: $d = h - c'$

Onde:

d = Altura útil da sapata;
h = Altura da sapata;
c' = cobrimento.

Equação 7: $Tx = \frac{P\ (a-a_0)\ \gamma F}{8\ d}$

Onde:

Tx = Força de tração na direção x;
P = Carga do pilar;
$(a - a_0)$= Distancia do balanço da sapata na direção x;
γF = coeficiente de majoração da carga do pilar;
d = altura útil da sapata.

Equação 8: $Ty = \frac{P\ (b-b_0)\ \gamma F}{8\ d}$

Onde:

Ty = Força de tração na direção y;

P = Carga do pilar;

$(b - b_0)$= Distancia do balanço da sapata na direção y;

γF = coeficiente de majoração da carga do pilar;

d = altura útil da sapata.

Equação 9: $Asd = \frac{Td}{Fyd}$

Onde:

Asd = Área da armadura na direção considerada;

Td = Força de tração na direção considerada;

Fyd = Tensão de escoamento do aço (de cálculo).

Como a sapata é rígida e o elemento responsável pela absorção do esforço normal do pilar é a biela de compressão, esta deve, dependendo da resistência do concreto, ser mais resistente que a tensão de compressão calculada nesta biela. Segundo Bastos (2012) a maior tensão ocorre na biela mais inclinada ($a = a_0$) e a tensão máxima ocorre no ponto próximo ao pilar (transição da sapata para o pilar) onde a seção da biela é a menor (Figura 6).

A seguir tem-se a equação para verificação da tensão na biela na segundo Bastos (2012).

Equação 10: $\sigma_c = \frac{P}{a_p}\left[1 + \frac{(A-a_p)^2}{4-\ {d_0}^2}\right]$

Onde:

σ_c = Tensão de compressão;

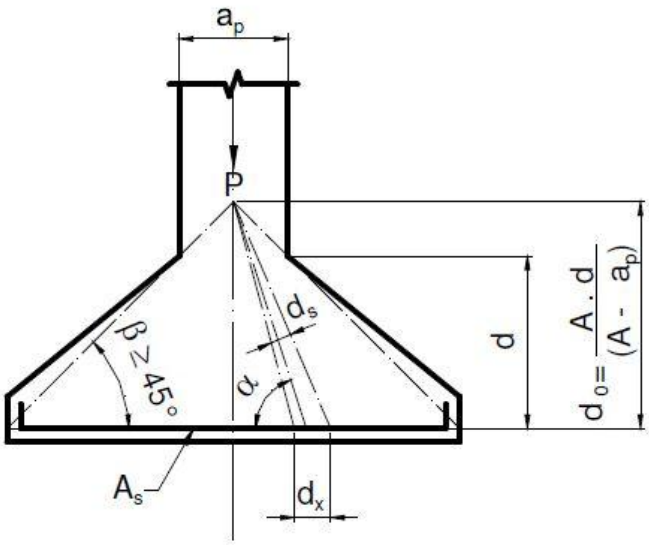
P = Carga do pilar;

a_p= Dimensão do pilar na direção considerada;

A= Dimensão da sapata na direção considerada;

d_0= Dimensão expressa na Figura 6 ($d_0 = \frac{A\,.\,d}{(A-a_p)}$).

Figura 6: Discretização das bielas de compressão



Fonte: Adaptado de Bastos, 2012

1.4 FUNDAÇÃO EM RADIER

A NBR 6122 (2010) define radier como um “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.” Sendo assim, em um radier as cargas provenientes da estrutura são distribuídas em uma grande área, que abrange todo o perímetro da edificação.

De acordo com Bell (1985), o radier é uma solução econômica para terrenos onde o solo tem fraco suporte, ou os recalques diferenciais devem ser baixos. Ainda salienta que o centro de gravidade dos pilares a ele aplicado deve ser coincidente com o centro de gravidade da placa de radier. Isto quer dizer que, se o carregamento dos pilares for variável ou estes estiverem dispostos assimetricamente, o radier não será simétrico conforme o arranjo destes pilares.

> Recorre-se a esse tipo de fundação quando o terreno é de baixa resistência (fraco) e a espessura da camada do solo é relativamente profunda. Estando a camada resistente a uma profundidade que não permite a cravação de estacas, devido ao pequeno comprimento das mesmas, e por ser onerosa a remoção da camada fraca de solo, optamos pela construção do

> radier (...), para tanto constrói-se em concreto armado com armadura cruzada na parte superior e na parte inferior (AZEREDO, 1997, p. 34).

Segundo o ACI 360R-92 (1997, apud DÓRIA, 2007, p. 4), “A laje pode ser uniforme ou de espessura variável, e pode conter elementos de enrijecimento como nervuras ou vigas. A laje pode ser de concreto simples, concreto reforçado ou concreto protendido”. Também é utilizado o aço como reforço para os efeitos de retração do concreto ou temperatura.

Almeida (2001, apud DÓRIA, 2007, p. 5), comenta ainda que no Brasil, visto sua atual concepção em se tratando da construção civil, não se dá grande atenção para este tipo de fundação, nem na fase de projeto tampouco durante sua execução, tento como uma das causas deste pouco aprofundamento no assunto, a inexistência de uma Norma Brasileira específica para radier.

1.4.1 Recomendações construtivas

No Brasil há um mito de que o sistema radier é mais oneroso do que o sistema tradicional de vigas baldrame e estacas. Este mito era verdadeiro há décadas atrás, quando o concreto usinado não era de fácil acesso como é hoje, sendo assim, o radier hoje pode ser executado com maior economia e acima disto, proporciona uma plataforma estável para o restante da construção (DÓRIA, 2007, p. 5).

De acordo com Dória (2007), a fase de concepção das dimensões e disposição dos elementos deste tipo de fundação é uma das fases mais importante do projeto, salvo se existir alguma experiência prévia ou outros fatores que podem ditar ou limitar as possibilidades de projeto. Há vários fatores que segundo Dória (2007) são importantes para a execução do projeto, e dentre estes estão a uniformidade da base, a qualidade do concreto utilizado e o acabamento da superfície. Porém o fator que dita toda a concepção do radier, e é o mais importante, é a capacidade de suporte do solo, por isso, devem-se conhecer as características e propriedades do mesmo.

> A resistência do solo é muito importante para o desempenho de fundação do tipo radier, principalmente para suportar carregamentos elevados. Esta resistência do solo é influenciada pelo grau de compactação e pelo teor de umidade. O método de compactação melhora as propriedades estruturais do solo (DÓRIA, 2007, p. 6).

Dória (2007) recomenda que a base para execução de radier tenha um tratamento especial, tal como nivelamento e compactação, se necessário ainda deve ser feita a execução de um sistema de drenagem ou estabilização do solo. Devido as suas dimensões elevadas os carregamentos são distribuídos de forma que as pressões na base sejam baixas, porém esta deve ser uniforme.

Segundo Pordeus (2009) as etapas de construção de um radier armado são as seguintes:

- Serviços preliminares: execução de embasamento de tijolos furados, a fim de receber o aterro de nivelamento;

- Movimentações de terra: aterro de nivelamento ou apiloamento de substrato, se necessário;

- Impermeabilizações: pode ser usada lona plástica;

- Fundações: contempla as etapas de colocação de armadura, colocação de formas (bordas), esperas de instalações elétricas e hidrossanitárias e lançamento do concreto com fck especificado em projeto;

1.4.2 Parâmetros para dimensionamento

De acordo com Pordeus (2009) é destacável o método de placa sobre o solo de Winkler para o cálculo de radier, esta hipótese relata que as pressões de contato solo-estrutura são proporcionais aos recalques, o que proporciona a oportunidade de se considerar o elemento radier apoiado sobre diversas molas distribuídas sobre sua área de contato com o solo.

Alexandre Júnior (2012) descreve o método de obtenção destes parâmetros, necessários para o dimensionamento do radier através do software *Eberick V8,* e considera coeficientes de reação horizontal e vertical do solo, k_h e k_v, respectivamente. Estes podem ser obtidos de diferentes maneiras através de correlações e cálculos, mas salienta que o melhor método é através de ensaios realizados com o solo disponível, como o ensaio de placa. Porém na ausência destes ensaios, podem ser aplicadas tabelas de valores típicos ou correlações empíricas.

No caso de tabelas para correlações empíricas com o tipo de solo, é recomendada a de Béton – Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012), conforme Quadro 1.

Quadro 1: Valores comuns de k_v segundo o tipo de solo

Valores de Kv (kdf/cm³)	
Turfa leve - Solo pantanoso	0,5 a 1,0
Turfa pesada - Solo pantanoso	1,0 a 1,5
Areia fina de praia	1,0 a 1,5
Aterro de silte, areia e cascalho	1,0 a 2,0
Argila molhada	2,0 a 3,0
Argila úmida	4,0 a 5,0
Argila seca	6,0 a 8,0
Argila seca endurecida	10,0
Silte compactado com areia e pedra	8,0 a 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 a 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 a 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 a 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 a 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 a 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 a 25,0

Fonte: Béton – Kalender (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012)

Outra forma de obtenção de k_v é indicada por Rausch (1959, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012).

Equação 11: $k_v = \frac{E_o}{f\sqrt{F}}$ em t/m³

Onde:

E_o = Modulo Edométrico do solo, em t/m²;

F = Superfície da fundação, em m²;

f = Coeficiente adimensional, que depende da superfície da fundação, tomado com o valor de 0,4.

Na ausência de ensaios pode-se adotar valores de Módulo Edométrico, para solos submetidos a tensões inferiores a 10 kg/cm², indicados por Cestelli Guidi ([19--?], apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012) no Quadro 2.

Quadro 2: Valores de E_o e E segundo o tipo de solo

Valores de E e E_0 em kg/cm²	E_0	E
Turfa	1 a 5	0,66 a 3,50
Argila molhada	15 a 40	9,9 a 22
Argila plástica	40 a 80	26 a 53
Argila endurecida - plástica	80 a 150	53 a 99
Areia solta	100 a 200	66 a 132
Areia compacta	500 a 800	330 a 530

Fonte: Cestelli Guidi ([19--?], apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012)

Também é possível, tendo em mãos a tensão admissível do solo, correlacionar esta com o valor do coeficiente de reação vertical, como mostra o Quadro 3.

Quadro 3: Correlação de tensão admissível com k_v

Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)	Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: Safe, Morrison (1993, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012)

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) para solos argilosos, é sugerido o método recomendado por Teng (1962, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012), através de correlações empíricas apresentadas por Terzaghi (1955, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012), como mostra a equação a seguir.

Equação 12: $k_h = 0.2\ \frac{K1}{B}$ em kg/cm³

Onde:

k_h = Coeficiente de reação horizontal;

$K1$ = valores apresentados no Quadro 4, em kg/cm³;

B= Largura ou diâmetro da fundação.

Quadro 4: Valores de $K1$ para argilas

	Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila dura
Seca ou saturada	0 a 1,5	2	5	10

Fonte: Terzaghi (1955, apud ALEXANDRE JÚNIOR, 2012)

1.5 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

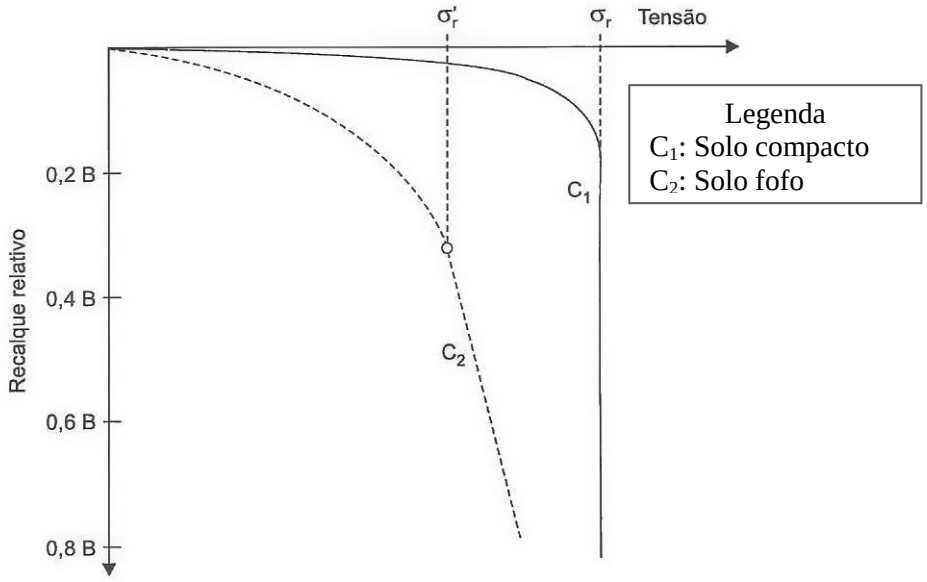
A capacidade de carga, segundo Cintra (2003), depende das tensões admissíveis que o solo apresenta na base das fundações, e esta deve ser sempre maior do que a tensão aplicada. É admitida uma carga uniformemente distribuída na base das fundações. Para a determinação da tensão admissível é utilizado fator de segurança global à ruptura e outro à deformabilidade excessiva.

Não é correto tratar de capacidade de carga de uma sapata, mas sim da capacidade do "sistema sapata-solo". Isto porque o valor de σ_r depende do maciço de solo e de seus parâmetros de resistência. Por outro lado, o valor de σ_r também depende das características da sapata, como por exemplo, sua geometria e profundidade de assentamento. Isso quer dizer que para um mesmo tipo de solo, sapatas com tamanhos distintos apresentarão capacidade de carga também distintas (CINTRA, 2003, p. 3).

1.5.1 Formulação teórica de Terzaghi

Terzaghi (1943 apud CINTRA, 2003, p.4) define dois diferentes modos de ruptura do solo, que são ilustrados por curvas típicas, C_1 e C_2, com relação da tensão x recalque (Figura 7).

Figura 7: Curvas de tensão x recalque de Terzaghi (1943)



Fonte: Cintra, 2003

Quando o solo é compacto ou rijo, a curva característica é a C_1 e a ruptura é perfeitamente caracterizada pela abscissa σ_r da tangente vertical à curva. Com isso tem-se o modo de ruptura geral do solo.

Porém se o solo é fofo ou mole, a curva será do tipo C_2 e a ruptura não é bem definida, caracterizando uma ruptura local, e a capacidade de carga é arbitrada por Terzaghi como sendo a abscissa σ'_r a partir do ponto em que a curva se torna retilínea. Atualmente essa teoria ainda é motivo de discussões em se tratando do modelo adequado de ruptura para solos com ruptura local, onde não evidencia uma ruptura nítida, como é o caso da curva C_1 (CINTRA, 2003, p. 4).

Para concretizar uma teoria de capacidade de carga vertical do solo, a teoria de Terzaghi, segundo Cintra (2003) considera três hipóteses:

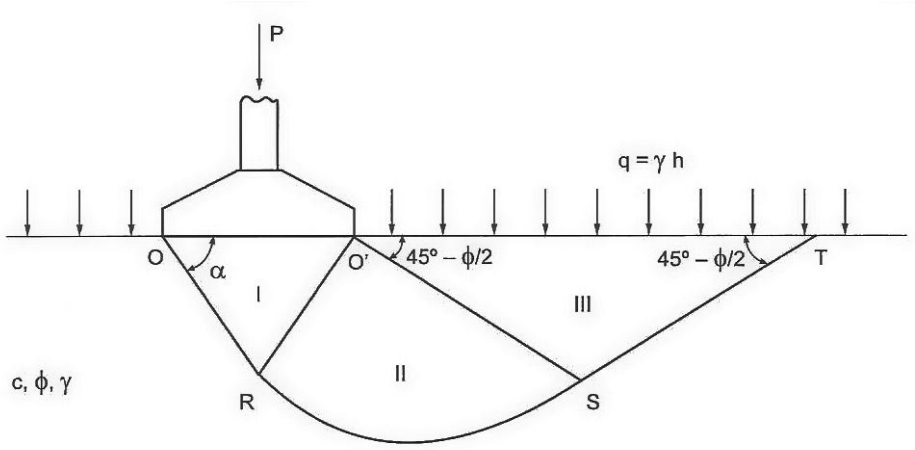
- A sapata é corrida, de comprimento bem maior do que sua largura (L/B > 5);

- A profundidade de assentamento é menor que a largura da sapata (h ≤ B). desprezando-se assim a resistência ao cisalhamento da camada de solo situado acima do nível de apoio da sapata (aplicando uma sobrecarga q = γ h);

- O solo na base da sapata é compacto ou rijo (modo de ruptura geral).

A esquematização do problema pode ser visualizada na Figura 8, onde a superfície de ruptura é formada pela ligação dos pontos ORST.

Figura 8: Superfície potencial de ruptura



Fonte: Cintra, 2003

Segundo Terzaghi (1943 apud CINTRA, 2003, p.8) a capacidade de carga do "sistema sapata-solo" é dada pela equação:

Equação 13: $\sigma_r = c\, N_c + q\, N_q + \frac{1}{2}\, \gamma\, B\, N_\gamma$

Onde:

σ_r = tensão de ruptura;
c = coesão do solo;
q = sobrecarga (q = γ h);
γ = peso específico efetivo do solo;
B = base da sapata;

N_c, N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga referentes à coesão, à sobrecarga e ao peso do solo (dependem unicamente de ϕ).

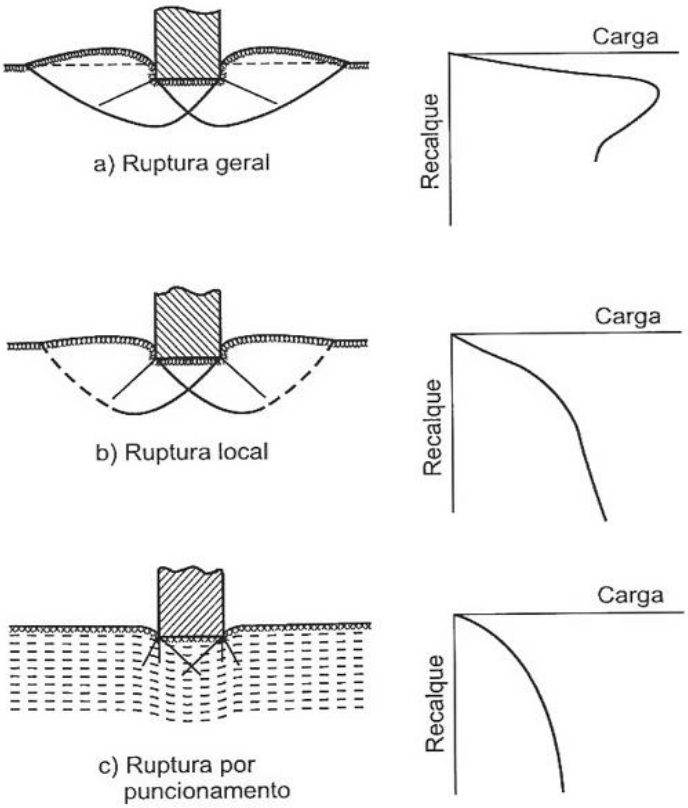
1.5.2 Modos de ruptura

Segundo Vesic (1975 apud CINTRA, 2003, p.11), a ruptura geral é caracterizada por ser repentina e também definida por uma superfície continua de ruptura, partindo da base da sapata até a superfície do terreno. Também ocorre considerável protuberância na superfície.

Já na ruptura por puncionamento, no momento da aplicação da carga o elemento tende a afundar como consequência da compressão do solo subjacente, e o solo externo não é afetado, não havendo movimentação na superfície.

Por fim, a ruptura local é definida na base do elemento de fundação, e pode ser considerada contribuição dos dois tipos de ruptura caracterizados anteriormente, sendo assim um modo intermediário. A Figura 9 ilustra claramente os três tipos de ruptura: Geral (a), Local (b) e puncionamento (c).

Figura 9: Modos de ruptura de Vesic (1975)



Fonte: Cintra, 2003

O modo de ruptura local difere do esquema mostrado na Figura 7. Segundo Cintra (2003), a curva de tensão x recalque não mostra uma ruptura bem definida, pois a sapata penetra significativamente no terreno antes de ser atingido o estado de equilíbrio plástico.

Nesse caso, Terzaghi (1943 apud CINTRA, 2003, p.9) recomenda a utilização de valores reduzidos de coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ') dos parâmetros de resistência do solo, conforme equações a seguir:

Equação 14: $c' = \frac{2}{3}\,c$

Equação 15: $\text{tg}\,\phi' = \frac{2}{3}\,\text{tg}\,\phi$

1.5.3 Capacidade de carga para sapatas retangulares

Vesic (1975 apud CINTRA, 2003, p.13) sugere que na equação de Terzaghi sejam utilizados os fatores de capacidade de carga ($N_c\ e\ N_q$) de Prandtl-Reissner e (N_γ) de Caquot-Kérisel (Quadro 5), bem como os fatores de forma De Beer (Quadro 6). Resultando na equação que segue:

Equação 16: $\sigma_r = c\,N_c\,S_c + q\,N_q\,S_q + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N_\gamma\,S_\gamma$

Onde:

$S_c,\ S_q\ e\ S_\gamma$ = fatores de forma De Beer.

Quadro 5: Fatores de capacidade de carga

ϕ(°)	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tg ϕ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14

9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,40	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,33	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

Fonte: Adaptado de Cintra, 2003

Quadro 6: Fatores de forma De Beer

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	1 + (B/L) (N_q/N_c)	1 + (B/L) tg ϕ	1 –0,4 (B/L)
Circular ou quadrada	1 + (N_q/N_c)	1 + tg ϕ	0,60

Fonte: Cintra, 2003

1.5.4 Parâmetros de resistência e peso específico

Quando não se dispõe de ensaios de laboratório para determinação do valor da coesão não drenada, Teixeira & Godoy (1996 apud CINTRA, 2003, p.27) sugerem a seguinte equação, que é embasada no índice de resistência a penetração N_{SPT}.

Equação 17: $c_u = 10\ N\ (kPa)$

Para adoção do ângulo de atrito interno (ϕ), Godoy (1983 apud CINTRA, 2003, p.28), sugere a seguinte relação com o valor de N_{SPT}:

Equação 18: $\phi = 28° + 0{,}4\ N$

Enquanto Teixeira (1996 apud CINTRA, 2003, p.28), utiliza:

Equação 19: $\phi = \sqrt{20N} + 15°$

Na ausência de ensaios de laboratório em que é possível a determinação do peso específico, é possível a sua determinação através de valores próximos, no caso de solos argilosos, presentes no Quadro 7:

Quadro 7: Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy (1972 apud CINTRA, 2003)

1.6 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, SEUS ELEMENTOS E AÇÕES ATUANTES

São três os elementos estruturais mais usuais em edificações de concreto armado, são eles: lajes, vigas e pilares. Há também os elementos os quais sua aplicação pode ser de uso especial, somente aplicável em determinadas edificações, são os elementos: blocos, sapatas, estacas, tubulões, consolos, vigas-parede, tirantes, reservatórios, etc. (RODRIGUES, 2011, p. 28).

A seguir tem-se a caracterização de alguns destes elementos, segundo Rodrigues (2011).

- Lajes: elementos planos que se destinam a receber a maior parte das cargas aplicadas em uma edificação, cargas estas que de modo geral são perpendiculares a seu plano. Além disso, as cargas podem ser distribuídas pela área da laje, distribuídas linearmente em dois pontos da laje ou até mesmo concentradas em um ponto. As vigas são normalmente as receptoras destas ações, posicionadas nas bordas, porém podem ocorrer casos onde a carga é transmitida diretamente da laje para um pilar. As cargas das lajes são resultado das pessoas, móveis, paredes, revestimentos do piso, etc. Para edificações de maior porte as lajes maciças são bastante empregadas, já para residências e edificações menores é comumente utilizada a laje pré-fabricada.

- Vigas: são elementos lineares onde, segundo a NBR 6118 (2007), a “flexão é preponderante”, normalmente são retas e horizontais. Sua função é receber as cargas de lajes, outras vigas, e até pilares, e transmiti-las a outros pilares, vencendo assim os vãos. As vigas proporcionam o contraventamento e a estabilidade global da estrutura.

- Pilares: A NBR 6118 (2007) define pilares como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. São destinados a transmitir os carregamentos até as fundações, e segundo Rodrigues (2011), são os elementos mais importantes de uma estrutura, pois além da transmissão das cargas verticais, podem fazer parte do sistema de contraventamento, garantindo a segurança e estabilidade da estrutura contra ações verticais e horizontais.

- Escadas: Rodrigues (2011) define escada como “lajes que se constituem nos lances das escadas que, por sua vez, se apoiam nas vigas posicionadas nas extremidades das escadas.” Elas podem ser constituídas de diversos materiais, normalmente de concreto armado, e detalhadas conforme projeto arquitetônico.

- Sapatas: transmitem ao solo as ações provenientes dos pilares. São executadas de concreto armado e podem ser sapatas isoladas, associadas ou corridas.

1.6.1 Concepção estrutural

Concepção estrutural ou estruturação, consiste em escolher um sistema estrutural que funcione como parte resistente de um edifício, sendo esta uma das etapas fundamentais do projeto estrutural, pois requer a escolha de elementos eficientes e posicionados da melhor forma para absorver os esforços provenientes da utilização e transmiti-los à fundação (RODRIGUES, 2011, p. 32).

> A concepção estrutural deve levar em conta a finalidade da edificação e atender, tanto quanto possível, às condições impostas pela arquitetura.
> O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. (RODRIGUES, 2011, p. 33).

Rodrigues (2011) salienta que existem inúmeros sistemas estruturais a serem empregados, nos edifícios mais usuais, empregam-se as lajes maciças ou nervuradas, moldadas no local ou pré-fabricadas.

Em casos onde devem ser respeitados grandes vãos, pode-se adotar a protensão a fim de melhorar a resistência da estrutura ou controlar a fissuração.

Já para fins arquitetônicos, podem ser usadas lajes apoiadas diretamente nos pilares (vigas inexistentes), lajes estas denominadas planas ou lisas, ou quando usado capitéis, denominadas laje cogumelo.

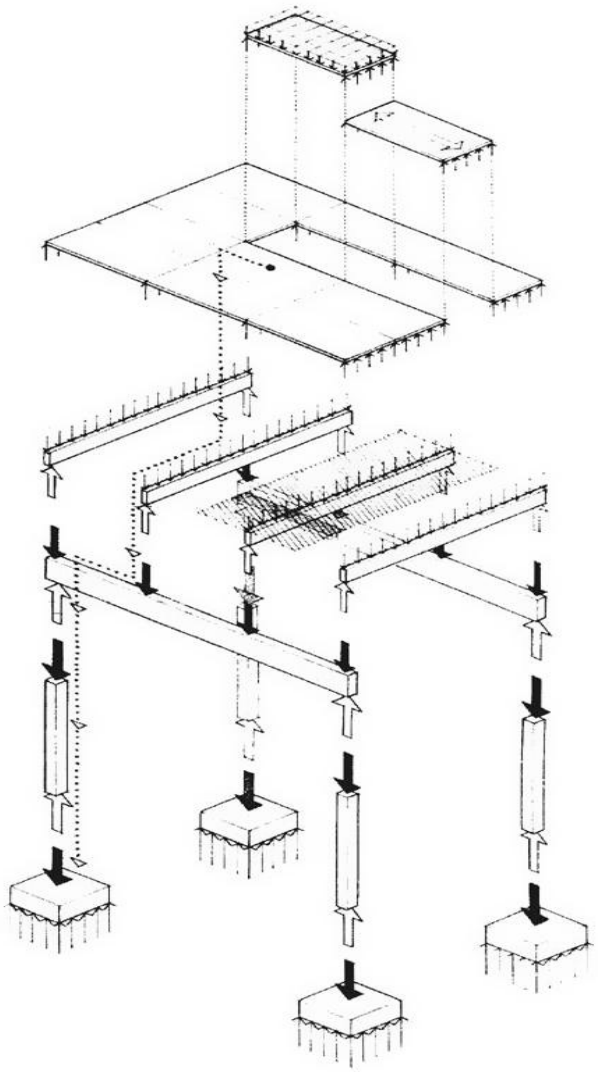
A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnico e econômicos, como por exemplo a disponibilidade de projetista, equipamentos e mão-de-obra no local da edificação. O fator econômico é o maior condicionante nos casos de edifícios comerciais e residenciais,

pois condições técnicas de projeto e execução são de conhecimento da Engenharia de Estruturas e de Construção (RODRIGUES, 2011, p. 33).

1.6.2 Caminho das ações

> As ações verticais são constituídas por: peso próprio dos elementos estruturais; pesos dos revestimentos e de paredes divisórias, além de outras ações permanentes; ações variáveis decorrentes da utilização, cujos valores vão depender da finalidade do edifício, e outras ações específicas, como por exemplo, o peso de equipamentos.
> As ações horizontais, onde não há ocorrência de abalos sísmicos, constituem-se, basicamente, da ação do vento e do empuxo em subsolos (RODRIGUES, 2011, p. 34).

Figura 10: Esquema do caminho das ações



Fonte: Rodrigues, 2011

Conforme descrito por Rodrigues (2011), o caminho das ações verticais (Figura 10) inicia-se nas lajes, cujas suportam tanto ações de peso próprio quanto ações acidentais, e estas lajes distribuem suas ações nas vigas através das reações de apoio. As vigas, por sua vez, suportam seu peso próprio e as reações de lajes, paredes ou outras vigas. Posteriormente as ações são encaminhadas para os pilares, conforme suas reações de apoio, e estes pilares, somados com seu peso próprio, transmitem as cargas para os pavimentos inferiores até alcançar os elementos de fundação, estes últimos transmitindo as ações para o solo.

As ações horizontais devem ser consideradas e como exemplo destas há a ação do vento, que tem como ponto de partida as paredes externas da edificação, esta ação é absorvida por elementos de grande rigidez, como pórticos, pilares-parede e núcleos, e assim garantem a estabilidade global da estrutura. As lajes apresentam papel importante na transmissão de esforços do vento entre estes elementos de rigidez, pois possuem uma rigidez praticamente infinita em seu plano, travando assim o conjunto estrutural (RODRIGUES, 2011, p. 34).

1.6.3 Ações a considerar em projetos de estruturas de concreto

As ações, segundo a NBR 8681 (1984, apud RODRIGUES, 2011, p. 50), podem ser definidas como as “causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas.” E estas ações são classificadas em: “ações permanentes, variáveis e excepcionais”.

- Ações Permanentes: praticamente mantém seu valor constante durante toda a vida da construção. São “Ações Permanentes Diretas” quando são representadas pelo peso próprio da estrutura e de seus elementos construtivos, cujos valores podem ser encontrados na NBR 6120 (1980), e “Ações Permanentes Indiretas” quando representadas pelas deformações decorrentes da retração do concreto, fluência, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão (RODRIGUES, 2011, p. 51).

- Ações Variáveis: apresentam variação ao longo do tempo. São “Ações Variáveis Diretas” as ações previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva. São elas: ações verticais de uso da construção, ações móveis, impacto lateral, força de frenagem ou aceleração e força centrífuga. São “Ações Variáveis Indiretas” as ações relativas à variação de temperatura, choque ou vibrações, e no caso da última, deve ser verificada a possibilidade

de ressonância, pois pode gerar fadiga e deve ser considerada no dimensionamento dos elementos (RODRIGUES, 2011, p. 52).

- Ações Excepcionais: Segundo a NBR 8681 (1984, apud RODRIGUES, 2011, p. 52), estas ações são denominadas como “as que tem duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas”. Como exemplo destas ações tem-se as explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

1.7 MÉTODO DE INVESTIGAÇÃO GETÉCNICA SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

Segundo Schnaid (2012), as informações necessárias de campo nem sempre são suficientes e em determinados casos, as informações suficientes nem sempre são economicamente viáveis, porém as informações geotécnicas do solo em estudo são indispensáveis para determinação de custos decorrentes do projeto atrelado a sua solução.

Dentre os ensaios de investigações geotécnicas, o mais economicamente viável e rotineiro é o Standard Penetration Test (SPT), este pode ser usado para estudo da consistência de solos coesivos e densidade de solos granulares. Frequentemente é usado tanto para aplicação em fundações diretas quanto profundas (SCHNAID, 2012, p. 23).

> A perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750mm. O valor Nspt é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150mm (SCHNAID, 2012, p. 24).

Adicionalmente é apresentado o número referente a cravação dos 30 cm iniciais, como complementação ao número referente aos 30 cm finais da perfuração, e se houverem diferenças elevadas entre os segmentos de 15 cm iniciais e os segmentos de 15 cm finais, pode ter ocorrido amolgamento do solo ou deficiência na limpeza do fundo do furo da sondagem (SCHNAID, 2012, p. 28).

2 METODOLOGIA

2.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa é de natureza aplicada, pois rege conhecimentos aplicados a solução de um problema específico. Do ponto de vista da abordagem, ela é quantitativa, visto que o objetivo é quantificar os resultados obtidos a fim de compará-los.

Em relação aos objetivos, a pesquisa é exploratória e explicativa, pois foram projetados os casos das fundações e após, mensurado o consumo de materiais e custos para por fim, haver uma análise destes resultados e explica-los segundo sua ordem de grandeza.

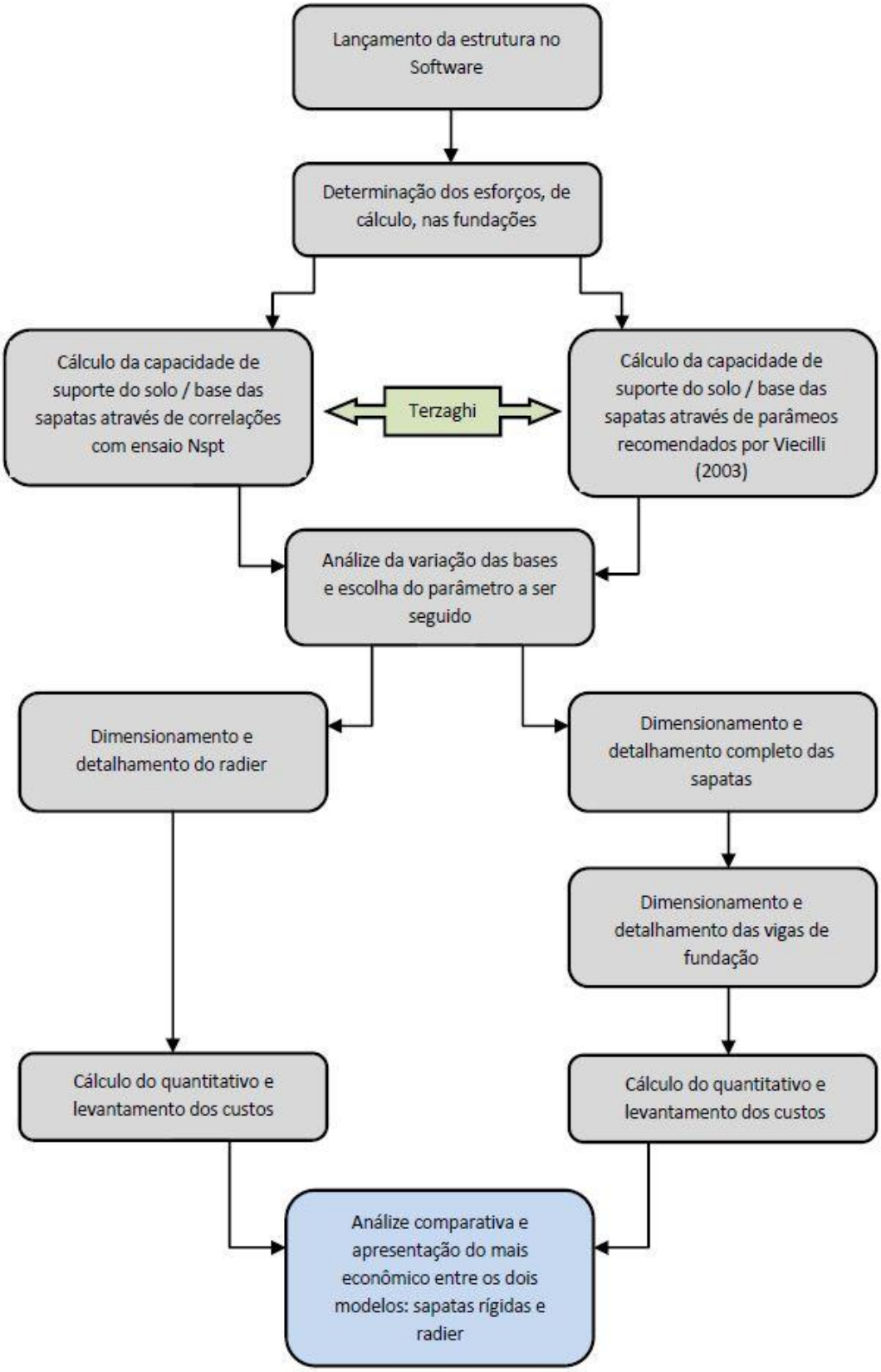
Do ponto de vista dos procedimentos técnicos, a pesquisa é um estudo de caso, pois se baseia em resultados obtidos de um modelo específico adotado, em determinadas vezes com ajuda de software.

2.2 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O estudo foi realizado de modo a cumprir as seguintes etapas: Calculo das cargas nas fundações, calculo da capacidade de suporte do solo, dimensionamento de sapatas rígidas sob os pilares bem com suas vigas de fundação, dimensionamento de uma laje de fundação do tipo radier sob todos os pilares da edificação e por ultimo o levantamento quantitativo tanto das fundações em sapatas como o radier, a fim de levantar o custo para execução de ambas.

Um fluxograma com as etapas da realização do trabalho, para melhor entendimento, é apresentado na Figura 11.

Figura 11: Fluxograma da Metodologia



Fonte: Próprio autor, 2013

2.2.1 Cálculo das cargas nas fundações

Esta etapa consistiu na determinação da carga atuante em cada pilar da edificação. Esta carga foi obtida através do lançamento e processamento da estrutura no software *Eberick V8*. Para isto foi consultada a NBR 6120 (1980), a fim de carregar a estrutura de acordo com os valores prescritos na mesma. Depois de processado o pórtico espacial do edifício modelo, foi utilizada a planta de locação e carga máxima dos pilares, multiplicando seus valores por um coeficiente de majoração para considerar o peso próprio das sapatas. Para auxílio foi utilizado material e Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I, do professor Paulo Cesar Rodrigues em 1°/2011 e 2°/2011.

2.2.2 Cálculo da capacidade de suporte do solo

A capacidade de suporte do solo para as fundações rasas foi obtida através do uso da bibliografia apropriada, principalmente as teorias e fórmulas de Terzaghi, referente aos métodos de cálculo das tensões admissíveis.

Em se tratando das tensões admissíveis, elas dependem de fatores como coesão, e ângulo de atrito interno do solo, estes referentes ao solo da cidade de Ijuí. Estes parâmetros foram obtidos de duas maneiras distintas: A primeira foi com base na obtenção destas variáveis a partir de um ensaio de investigação SPT (Standard Penetration Test) cedida pelo professor Carlos Alberto Simões Pires Wayhs realizado em um terreno da cidade em que este estudo se propõe. A segunda foi através do Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil de Cristiano Viecili (2003), onde este faz a recomendação de coesão e ângulo de atrito interno com base em ensaios de laboratório.

Dois conjuntos de parâmetros distintos foram obtidos com o descrito acima para o cálculo das fundações, e foram calculadas dimensões das sapatas do edifício para estes dois conjuntos de parâmetros. Posteriormente foi escolhido qual parâmetro foi mais adequado a fim de aplicá-los no detalhamento de aços das sapatas. Com isso aproveitou-se para fazer uma comparação de resultados das dimensões acarretados pelos dois diferentes conjuntos de parâmetros.

2.2.3 Dimensionamento das sapatas rígidas, pilares do térreo e das vigas de fundação

As sapatas foram dimensionadas com base na tensão admissível obtida no item anterior. Foram calculadas com procedimentos do livro de Alonso (1983), considerando o modelo de bielas e tirantes, bem como demais bibliografias.

Já as vigas de fundação, que fazem a interligação ortogonal entre as diversas sapatas, bem como os pilares do térreo, foram calculadas com auxílio do *software Eberick V8*, a fim de determinar com precisão o consumo de concreto, aço e formas necessários para a sua execução.

2.2.4 Dimensionamento do radier

O radier foi dimensionado utilizando como base os mesmos parâmetros do solo escolhidos para o dimensionamento das sapatas, e este dimensionamento foi feito utilizando o *software Eberick V8*, sendo este recurso uma novidade que está presente nesta versão do programa. Foi realizado, através do programa, uma análise das tensões utilizando a analogia de grelha para a placa de radier do prédio em estudo. Dependendo dos resultados obtidos foi decidido pelo uso ou não, de uma viga de rigidez na borda da placa.

Com o dimensionamento foi possível quantificar o consumo de concreto, aço e formas para a execução do radier, e pode-se compará-lo com o obtido através do modelo em sapatas.

2.2.5 Levantamento quantitativo e de custo das fundações

Posteriormente a todo o dimensionamento, foi feito uma relação quantitativa e de custos dos materiais empregados para a execução das sapatas bem como do radier, onde foram analisados os itens e verificado que fatores podem ter influenciado tal resultado.

Este levantamento de custos foi feito com base em composições de orçamento cedidas pelo Professor Co-orientador Carlos Alberto Simões Pires Wayhs, utilizando-se do *software* PLEO, estas com base de preço do Estado do Rio Grande do Sul. Os itens adotados foram referentes aos principais insumos da execução destas fundações, foram estes o concreto, aço, formas, escavação manual do terreno no caso da fundação em sapatas e escavação superficial mecânica no caso do radier.

2.3 OBJETO DE ESTUDO

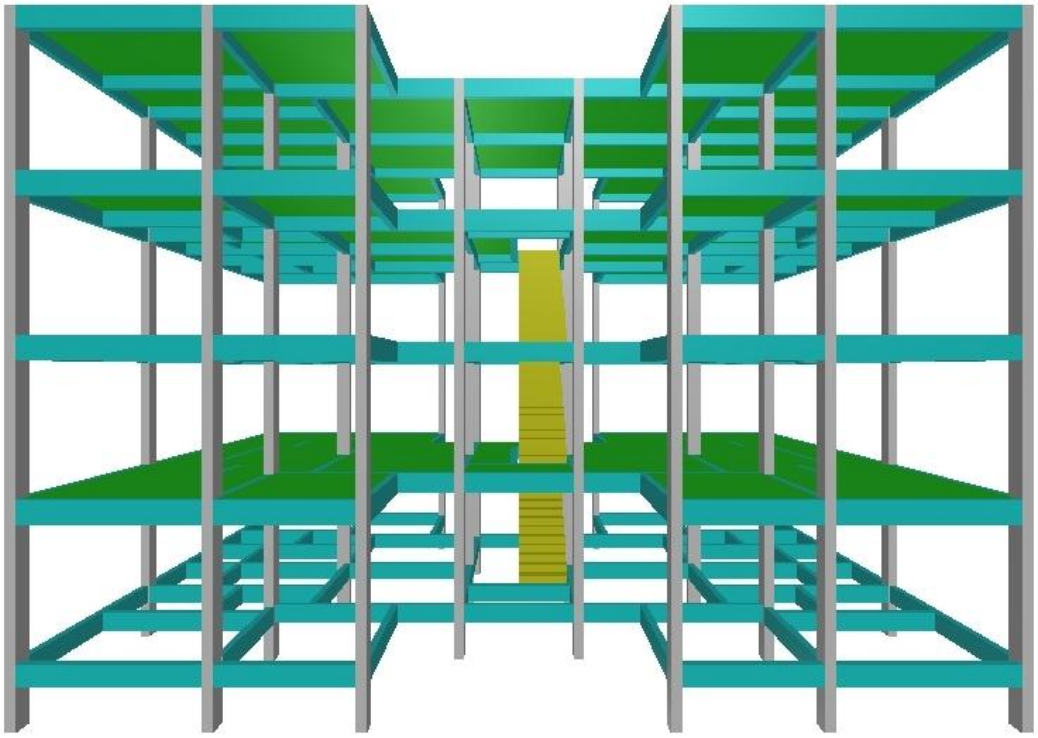
O objeto de estudo consiste em um edifício residencial de quatro pavimentos, tendo quatro apartamentos por andar (ANEXO A), edifício este de natureza popular, o qual o modelo que foi usado neste trabalho é uma adaptação de um projeto arquitetônico já existente e tem sua execução em série corrente no município de Ijuí, através de programas de habitação. O objeto de estudo foi adaptado e tem como composição estrutural as lajes pré-moldadas com enchimento em EPS, as vigas e os pilares de concreto armado. Como fechamento foi utilizado alvenaria de blocos cerâmicos vazados. Como revestimento de piso foi usada a cerâmica, e como revestimento de teto foi empregado gesso.

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 LANÇAMENTO INICIAL DO EDIFÍCIO MODELO NO SOFTWARE EBERICK V8

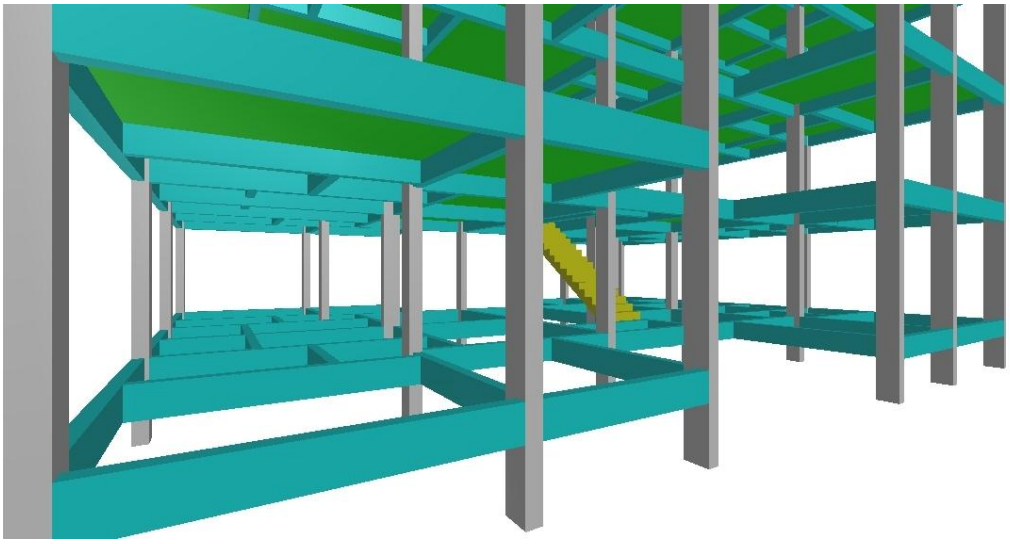
O edifício modelo, com seu croqui arquitetônico e corte apresentados no Anexo A, foi lançado no programa de análise, dimensionamento e detalhamento estrutural *Eberick V8*, conforme desenhos tridimensionais apresentados nas Figuras 12 e 13. Totalmente estruturado em concreto armado em seus quatro pavimentos, tendo o térreo adaptado para o primeiro sistema de fundações a serem calculadas que são as sapatas. O fechamento adotado foi alvenaria de tijolos cerâmicos vazados e as lajes constituídas de vigotas pré-moldadas com enchimento em EPS. Quanto ao concreto, foi adotado resistência 25 Mpa (C-25) para lajes, vigas, pilares e sapatas.

Figura 12: Desenho tridimensional da estrutura



Fonte: Próprio autor, 2013

Figura 13: Detalhe do desenho tridimensional da estrutura



Fonte: Próprio autor, 2013

Para carregamentos acidentais de lajes e respectivos pesos específicos de materiais, foi consultada a NBR 6120 (1980).

Como a licença do programa é limitada a cinco níveis, ou quatro pavimentos, o peso referente ao reservatório de água superior foi estimado e posteriormente dividido e aplicado nos quatro pilares que o sustentariam, sendo estes os pilares P8, P9, P14 e P15. A população foi obtida multiplicando-se os 16 apartamentos que constituem o prédio por 4 pessoas que ocupariam cada unidade, totalizando 64 pessoas.

O peso de água adotado foi o referente a 150 litros por pessoa (padrão de consumo popular), totalizando um peso na ordem de 10 toneladas para a água (100kN). Foi considerado um acréscimo de 25% neste valor decorrente do peso da estrutura (vigas, pilares e lajes) que sustentam este reservatório. Por fim a carga aplicada em cada um dos quatro pilares foi de 125kN/4 ou seja, 31,25kN.

As plantas de forma dos pavimentos térreo, tipos e cobertura estão presentes no Anexo B, e a planta de locação e cargas dos pilares está presente no Anexo C.

As cargas máximas nas fundações, usadas para o calculo e que estão presentes no Anexo C, foram classificadas e agrupadas em nove grandezas diferentes (Quadro 8), tomado como valor o maior entre o grupo semelhante, devido ao edifício ser simétrico e haver aproximação das cargas de pilares em simetria.

Quadro 8: Cargas máximas dos grupos de pilares

Pilar	Seção (cm)	Carga Máxima (kN)
P1 = P6 = P23 = P28	20X35	274
P2 = P5 = P24 = P27	20X35	322
P3 = P4 = P25 = P26	20X35	211
P11 = P12 = P17 = P18	20X35	497
P7 = P19 = P22 = P14 = P8	20X35	418
P10 = P15 = P9	20X35	439
P13 = P16	20X35	653
P20	20X35	365
P21	20X35	385

Fonte: Próprio autor, 2013

3.2 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS FUNDAÇÕES EM SAPATA RÍGIDA

O edifício modelo primeiramente foi calculado com fundações em sapatas rígidas, como foi lançado no programa de cálculo já prevendo estas sapatas, com pilares de 1,20m de comprimento e assentados nas sapatas, estas a 1,00m de profundidade no solo. Fazendo o travamento destes pilares foram calculadas vigas de fundação. Tanto os pilares quando as vigas foram calculadas e detalhadas com auxílio do *software Eberick V8* e estão presentes, respectivamente, no Anexo F e Anexo G.

Porém, as sapatas rígidas foram dimensionadas conforme o método de Terzaghi e detalhadas conforme método das bielas. Antes do detalhamento foi feita uma analise da variação de tamanho destas sapatas, usando parâmetros (coesão e ângulo de atrito interno) correlacionados com o ensaio SPT e outros recomendados por Viecili (2003). Para tal dimensionamento foi considerado o solo inundado e consequentemente modo de ruptura local.

3.2.1 Dimensionamento das sapatas rígidas usando parâmetros correlacionados com ensaio SPT

Para o dimensionamento conforme correlações com N_{SPT} foi usado um ensaio realizado na cidade de Ijuí, disponibilizado pelo Professor Carlos Alberto Simões Pires Wayhs (Anexo D), para isto precisou-se determinar um N_{SPT} mínimo a ser usado para cálculo

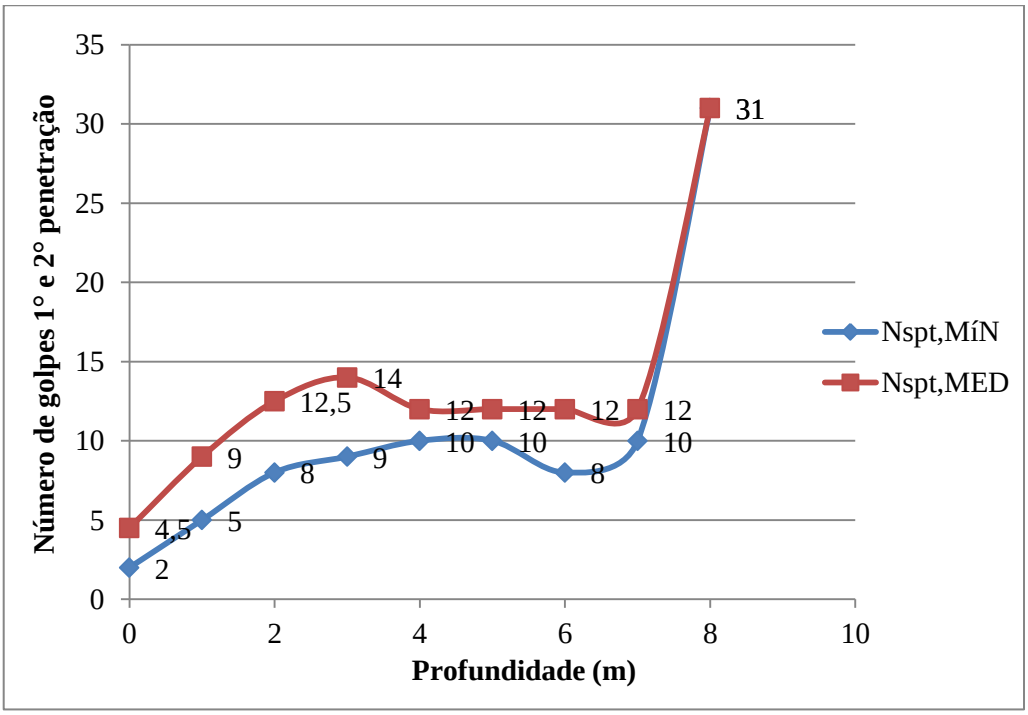
das correlações com o ângulo de atrito interno e coesão. Seguem os dados do ensaio (Quadro 9) e gráficos mostrando o número de golpes conforme a profundidade (Figura 14 e Figura 15).

Quadro 9: Dados do ensaio SPT

DADOS DE SPT (ANEXO D) - RUA SÃO PAULO / IJUÍ - RS				
PROF.(m)	1° e 2° Penetração		2° e 3° Penetração	
	Nspt,MíN	Nspt,MED	Nspt,MíN	Nspt,MED
0	2	4,5	2	6,5
1	5	9	8	11,5
2	8	12,5	11	19,5
3	9	14	9	20
4	10	12	14	18
5	10	12	10	15
6	8	12	9	17,5
7	10	12	13	20
8	31	31	47	47

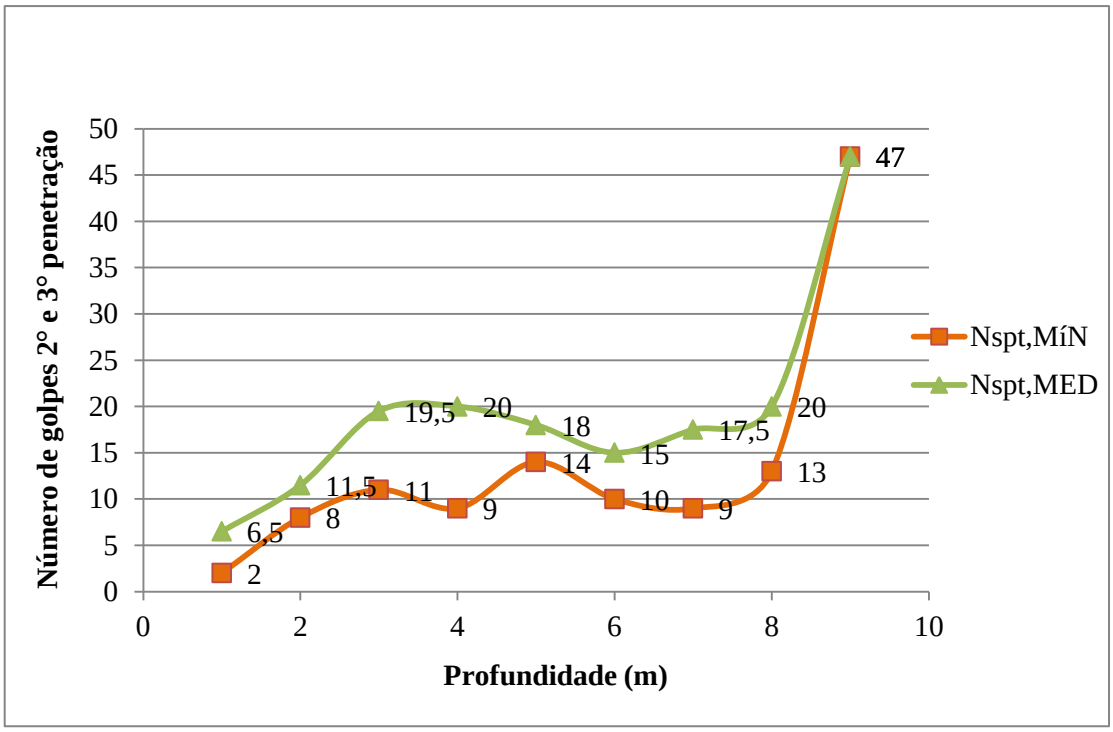
Fonte: Próprio autor, 2013

Figura 14: Gráfico para 1° e 2° penetração do ensaio SPT



Fonte: Próprio autor, 2013

Figura 15: Gráfico para 2° e 3° penetração do ensaio SPT



Fonte: Próprio autor, 2013

Para o cálculo da coesão não drenada, foi usada a correlação com o ensaio N_{SPT}, de Teixeira & Godoy (1996 apud CINTRA, 2003, p.27) descrita na Equação 17. Para tal pode ser lido o número de golpes N_{SPT} mínimo igual a 8, referente ao 2° e 3° segmentos da perfuração (Quadro 9) na profundidade de assentamento das fundações, a qual é de 1,00 m. Porém para maior segurança foi adotado o número de golpes menor, referente ao 1° e 2° segmentos da perfuração, sendo este valor igual a 5.

Equação 20: $c_u = 10\ x\ 5\ = 50\ kPa$

Para determinação da coesão efetiva para o solo de ruptura local, foi aplicada a redução expressa na Equação 14.

Equação 21: $c' = \frac{2}{3}\ 50\ kPa = 33{,}33\ kPa$

Para adoção do ângulo de atrito interno (ϕ), foi usada a correlação com o N_{SPT} de Teixeira (1996 apud CINTRA, 2003, p.28), expressa na Equação 19.

Equação 22: $\phi = \sqrt{20x5} + 15° = 25°$

Para determinação do ângulo de atrito interno efetivo para o solo de ruptura local, foi aplicada a redução expressa na Equação 15.

Equação 23: $\text{tg}\ \phi' = \frac{2}{3}\ \text{tg}\ (25°) = \frac{2}{3}\ (0{,}466) = 0{,}311$

O peso específico adotado para este procedimento foi de 15 kN/m³ (Quadro 7), indicando uma argila de consistência mole à média.

Para tais cálculos foram utilizadas planilhas no software *Excel*, onde o procedimento foi através de iterações de cálculo de capacidades para diferentes bases de sapatas, então foi possível alcançar tal base qual resultasse em uma carga admissível igual ou superior a carga máxima solicitante na fundação. A seguir é apresentado o exemplo de cálculo para o primeiro conjunto de sapatas (P1, P6, P23, P28) o qual resulta em uma carga admissível que é maior a solicitante. Posteriormente são apresentados os quadros de dimensionamento de todos os conjuntos de sapatas, sendo este o dimensionamento 1 (Quadros 10 ao 18).

Exemplo de cálculo:

- Dados iniciais:

  - Carga máxima no pilar = 274 kN
  - Dimensões do pilar = 20 cm x 35 cm
  - Base e altura sapata (adotado) = 1,15 m x 1,30 m
  - Coesão efetiva = 33,33 kPa
  - tg ϕ' = 0,31
  - Peso específico natural = 15 kN/m³ (Quadro 7)
  - Profundidade = 1,00 m
  - N_c = 12,34 (Quadro 5)
  - N_q = 4,77 (Quadro 5)
  - N_γ = 3,53 (Quadro 5)

- Carga total na sapata:

Foi adotado um adicional de 5% na carga do pilar para considerar o peso próprio da sapata.

Equação 24: $\mathrm{N} + \text{peso próprio} = \mathrm{N} * 1{,}05 = 274 * 1{,}05 = 287{,}7\ \mathrm{kN}$

- Peso específico submerso:

Equação 25: $\gamma\ \text{submerso} = 15 - (10 * 1{,}00\mathrm{m}) = 5\ \mathrm{kN}/m^3$

- Fatores de Forma De Beer:

Equação 26: $S_c = 1 + \left(\frac{\mathrm{B}}{\mathrm{L}}\right) * (N_q/N_c) = 1 + * (\frac{4{,}77}{12{,}34}) = 1{,}34$

Equação 27: $S_q = 1 + (\frac{\mathrm{B}}{\mathrm{L}})\ \mathrm{tg}\ \phi' = 1 + \left(\frac{1{,}15}{1{,}30}\right) * 0{,}31 = 1{,}27$

Equação 28: $S_\gamma = 1 - 0{,}4\left(\frac{\mathrm{B}}{\mathrm{L}}\right) = 1 - 0{,}4\left(\frac{1{,}15}{1{,}30}\right) = 0{,}65$

- Sobrecarga:

Equação 29: $\mathrm{q} = \gamma * \mathrm{h}\ (\text{profundidade}) = 5 * 1{,}00 = 5\ \mathrm{kN}/m^2$

- Tensão de ruptura:

Equação 30: $\sigma_r = c\ N_c\ S_c + q\ N_q\ S_q + \frac{1}{2}\ \gamma\ \mathrm{B}\ N_\gamma\ S_\gamma = (33{,}33 * 12{,}34 * 1{,}34) + (5 * 4{,}77 * 1{,}27) + \left(\frac{1}{2} * 5 * 1{,}15 * 3{,}53 * 0{,}65\right) = 588{,}95\ \mathrm{kN}/m^2$

- Tensão admissível:

Foi adotado coeficiente de segurança global de 3 para as sapatas, conforme NBR 6122 (2010).

Equação 31: $\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{3} = \frac{588{,}95}{3} = 196{,}32\ \mathrm{kN}/m^2$

- Carga máxima suportada:

Equação 32: Carga máxima $= \frac{(B*L)}{\sigma_{adm}} = \frac{1,15 * 1,35}{196,32} =$

$293,49 \text{ kN} > 287,7 \text{ kN (OK)}$

- Altura da sapata:

Equação 33: $h \geq \begin{cases} a - \frac{a_0}{3} \\ b - \frac{b_0}{3} \end{cases} h \geq \begin{cases} \frac{1,30-0,35}{3} \\ \frac{1,15-0,20}{3} \end{cases} h \geq \begin{cases} 0,32\ cm \\ 0,32\ cm \end{cases} h\ adotado = 35\ cm$

- Altura da base da sapata:

Equação 34: $h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20cm \end{cases} h_0 \geq \begin{cases} \frac{35}{3} \\ 20cm \end{cases} h_0 \geq \begin{cases} 11,67cm \\ 20cm \end{cases} h_0\ adotado = 20\ cm$

- Volume de concreto:

Equação 35: $V = (B * L * h_0) + \frac{B*L*(h-h_0)}{3} - \left(A_{pilar} * h\right) = (1,15 * 1,30 * 0,20) + \frac{1,15*1,30*(0,35-0,20)}{3} - (0,20 * 0,35 * 0,35) = 0,35\ m^3$

Quadro 10: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P1, P6, P23 e P28

P1, P6, P23, P28	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	274	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**287,7**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
0,90	1,05	0,95	12,34	4,77	3,53	1,33	1,27	0,66	5	583,04	194,35	183,66
1,00	1,15	1,15	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	585,64	195,21	224,50
1,10	1,25	1,38	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	587,91	195,97	269,46
1,15	1,30	1,50	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	588,95	196,32	**293,49**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,15	**1,30**	**0,32**	**0,35**	**0,20**	**0,35**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 11: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P2, P5, P24 e P27

P2, P5, P24, P27	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	322	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**338,1**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,00	1,15	1,15	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	585,64	195,21	224,50
1,10	1,25	1,38	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	587,91	195,97	269,46
1,20	1,35	1,62	12,34	4,77	3,53	1,34	1,28	0,64	5	589,93	196,64	318,56
1,25	1,40	1,75	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	590,85	196,95	**344,67**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,25	**1,40**	**0,35**	**0,35**	**0,20**	**0,41**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 12: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P3, P4, P25 e P26

P3, P4, P25, P26	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	211	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**221,6**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
0,80	0,95	0,76	12,34	4,77	3,53	1,33	1,26	0,66	5	580,00	193,33	146,93
0,90	1,05	0,95	12,34	4,77	3,53	1,33	1,27	0,66	5	583,04	194,35	183,66
0,95	1,10	1,05	12,34	4,77	3,53	1,33	1,27	0,65	5	584,39	194,80	203,56
1,00	1,15	1,15	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	585,64	195,21	**224,50**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,00	**1,15**	**0,27**	**0,30**	**0,20**	**0,25**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 13: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P11, P12, P17 e P18

P11, P12, P17, P18	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	497	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**521,9**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,30	1,45	1,89	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	591,74	197,25	371,81
1,40	1,55	2,17	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	593,38	197,79	429,21
1,50	1,65	2,48	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	594,89	198,30	490,78
1,55	1,70	2,64	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	595,60	198,53	**523,13**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,55	**1,70**	**0,45**	**0,45**	**0,20**	**0,72**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 14: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P7, P19, P22, P14 e P8

P7, P19, P22, P14, P8	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	418	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**438,9**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,20	1,35	1,62	12,34	4,77	3,53	1,34	1,28	0,64	5	589,93	196,64	318,56
1,30	1,45	1,89	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	591,74	197,25	371,81
1,40	1,55	2,17	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	593,38	197,79	429,21
1,45	1,60	2,32	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	594,15	198,05	**459,48**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,45	**1,60**	**0,42**	**0,45**	**0,20**	**0,63**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 15: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P10, P15 e P9

P10, P15, P9	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	439	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**461**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,30	1,45	1,89	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	591,74	197,25	371,81
1,40	1,55	2,17	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	593,38	197,79	429,21
1,45	1,60	2,32	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	594,15	198,05	459,48
1,50	1,65	2,48	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	594,89	198,30	**490,78**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,50	**1,65**	**0,43**	**0,45**	**0,20**	**0,67**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 16: Dimensionamento 1 das sapatas dos pilares P13 e P16

P13, P16	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	653	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**685,7**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,60	1,75	2,80	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,63	5	596,29	198,76	556,53
1,70	1,85	3,15	12,34	4,77	3,53	1,36	1,29	0,63	5	597,59	199,20	626,47
1,75	1,90	3,33	12,34	4,77	3,53	1,36	1,29	0,63	5	598,21	199,40	663,02
1,80	1,95	3,51	12,34	4,77	3,53	1,36	1,29	0,63	5	598,81	199,60	**700,61**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,80	**1,95**	**0,53**	**0,55**	**0,20**	**1,07**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 17: Dimensionamento 1 da sapata do pilar P20

P20	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	365	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**383,3**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,10	1,25	1,38	12,34	4,77	3,53	1,34	1,27	0,65	5	587,91	195,97	269,46
1,20	1,35	1,62	12,34	4,77	3,53	1,34	1,28	0,64	5	589,93	196,64	318,56
1,30	1,45	1,89	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	591,74	197,25	371,81
1,35	1,50	2,03	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	592,58	197,53	**399,99**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,35	**1,50**	**0,38**	**0,40**	**0,20**	**0,51**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 18: Dimensionamento 1 da sapata do pilar P21

P21		Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)		385	c (kPa)	50	tan ϕ	0,466	FS	3	prof. (m)
		Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)		**404,3**	c' (kPa)	33,33	tan ϕ'	0,31	γ (kN/m³)	5	1,00
Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**	
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN	
1,20	1,35	1,62	12,34	4,77	3,53	1,34	1,28	0,64	5	589,93	196,64	318,56	
1,30	1,45	1,89	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	591,74	197,25	371,81	
1,35	1,50	2,03	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	592,58	197,53	399,99	
1,40	1,55	2,17	12,34	4,77	3,53	1,35	1,28	0,64	5	593,38	197,79	**429,21**	
Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**		**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**			volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce				
1,40	**1,55**	**0,40**	**0,40**		**0,20**	**0,55**							

Fonte: Próprio autor, 2013

3.2.2 Dimensionamento das sapatas rígidas usando parâmetros recomendados por Viecili (2003)

Os mesmos procedimentos de cálculo anteriormente descritos foram refeitos para o cálculo das dimensões das sapatas com base em parâmetros recomendados por Viecili (2003), com a diferença da substituição dos parâmetros de ângulo de atrito, coesão, e peso específico pelos novos valores assim apresentados em seu Trabalho de Conclusão de Curso. Como consequência do novo ângulo de atrito também foram tomados novos coeficientes N_c, N_q e N_γ conforme Quadro 5.

Os valores de coesão recomendados por Viecili (2003) são valores no intervalo de 13 kPa e 30 kPa, quando não for executado um sistema de drenagem, isto é, o nível da água pode estar na superfície. Já o ângulo de atrito interno recomendado pelo mesmo autor deve ser pertencente ao intervalo de 35° a 42°.

Foi adotado para este trabalho um valor na faixa destes intervalos, expresso pelo valor mínimo acrescido de um quarto do intervalo recomendado. Foi usado este parâmetro tanto para a coesão quanto para o ângulo de atrito. Este parâmetro de escolha é justificado pelo fato de que usando o valor mínimo do intervalo, as sapatas tendem em demasia para a segurança, visto que já está sendo considerado solo saturado com ruptura local, características que resultam em uma menor capacidade de suporte do solo, e cabe salientar que é de responsabilidade do projetista de fundações definir os valores mais adequados a serem tomados com base na natureza e contexto do projeto.

Equação 36: $\text{c adotada} = \text{c mínima} + \frac{1}{4} * (c\ máxima - c\ mínima) = 13 + \frac{1}{4}\ (30 - 13) = 17{,}25\ kPa$

Equação 37: $\phi\ \text{adotado} = \phi\ \text{mínimo} + \frac{1}{4} * (\phi\ máximo - \phi\ mínimo) = 35 + \frac{1}{4}\ (42 - 35) = 36{,}75°$

Para peso específico natural, também foi utilizado o trabalho realizado por Viecili (2003), e o valor adotado é 14,25 kN/m³.

Seguem abaixo os novos quadros de dimensionamento (Dimensionamento 2), referente a estes parâmetros (Quadros 19 ao 27).

Quadro 19: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P1, P6, P23 e P28

P1, P6, P23, P28	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	274	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**287,7**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,00	1,15	1,15	23,10	12,53	13,50	1,47	1,43	0,65	4,25	485,97	161,99	186,29
1,10	1,25	1,38	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,65	4,25	489,49	163,16	224,35
1,20	1,35	1,62	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,64	4,25	492,75	164,25	266,08
1,25	1,40	1,75	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,64	4,25	494,29	164,76	**288,34**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,25	**1,40**	**0,35**	**0,35**	**0,20**	**0,41**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 20: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P2, P5, P24 e P27

P2, P5, P24, P27	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	322	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**338,1**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,10	1,25	1,38	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,65	4,25	489,49	163,16	224,35
1,20	1,35	1,62	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,64	4,25	492,75	164,25	266,08
1,30	1,45	1,89	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	495,79	165,26	311,52
1,40	1,55	2,17	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	498,66	166,22	**360,70**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,40	**1,55**	**0,40**	**0,40**	**0,20**	**0,55**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 21: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P3, P4, P25 e P26

P3, P4, P25, P26	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	211	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**221,6**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
0,90	1,05	0,95	23,10	12,53	13,50	1,46	1,43	0,66	4,25	482,11	160,70	151,86
1,00	1,15	1,15	23,10	12,53	13,50	1,47	1,43	0,65	4,25	485,97	161,99	186,29
1,05	1,20	1,26	23,10	12,53	13,50	1,47	1,44	0,65	4,25	487,77	162,59	204,86
1,10	1,25	1,38	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,65	4,25	489,49	163,16	**224,35**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,10	**1,25**	**0,30**	**0,30**	**0,20**	**0,30**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 22: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P11, P12, P17 e P18

P11, P12, P17, P18	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	497	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**521,9**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,50	1,65	2,48	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	501,39	167,13	413,65
1,60	1,75	2,80	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	504,01	168,00	470,41
1,65	1,80	2,97	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	505,28	168,43	500,23
1,70	1,85	3,15	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	506,53	168,84	**531,01**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,70	**1,85**	**0,50**	**0,50**	**0,20**	**0,91**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 23: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P7, P19, P22, P14 e P8

P7, P19, P22, P14, P8		Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)		418	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
		Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)		**438,9**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00
Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**	
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN	
1,30	1,45	1,89	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	495,79	165,26	311,52	
1,40	1,55	2,17	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	498,66	166,22	360,70	
1,50	1,65	2,48	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	501,39	167,13	413,65	
1,55	1,70	2,64	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	502,71	167,57	**441,55**	
Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**		**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**			volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce				
1,55	**1,70**	**0,45**	**0,45**		**0,20**	**0,72**							

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 24: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P10, P15 e P9

P10, P15, P9		Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)		439	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
		Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)		**461**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00
Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**	
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN	
1,40	1,55	2,17	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	498,66	166,22	360,70	
1,50	1,65	2,48	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	501,39	167,13	413,65	
1,55	1,70	2,64	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	502,71	167,57	441,55	
1,60	1,75	2,80	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	504,01	168,00	**470,41**	
Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**		**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**			volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce				
1,60	**1,75**	**0,47**	**0,50**		**0,20**	**0,81**							

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 25: Dimensionamento 2 das sapatas dos pilares P13 e P16

P13, P16	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	653	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**685,7**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,50	1,65	2,48	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	501,39	167,13	413,65
1,80	1,95	3,51	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	508,96	169,65	595,49
1,90	2,05	3,90	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	511,33	170,44	663,88
1,95	2,10	4,10	23,10	12,53	13,50	1,50	1,46	0,63	4,25	512,49	170,83	**699,55**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,95	**2,10**	**0,58**	**0,60**	**0,20**	**1,32**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 26: Dimensionamento 2 da sapata do pilar P20

P20	Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)	365	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
	Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)	**383,3**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ'	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00

Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN
1,20	1,35	1,62	23,10	12,53	13,50	1,48	1,44	0,64	4,25	492,75	164,25	266,08
1,30	1,45	1,89	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	495,79	165,26	311,52
1,40	1,55	2,17	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	498,66	166,22	360,70
1,45	1,60	2,32	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	500,04	166,68	**386,70**

Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**	**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**	volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce
1,45	**1,60**	**0,42**	**0,45**	**0,20**	**0,63**	

Fonte: Próprio autor, 2013

Quadro 27: Dimensionamento 2 da sapata do pilar P21

P21		Base pilar (m)	0,20	N máx. Pilar (kN)		385	c (kPa)	17,25	tan ϕ	0,747	FS	3	prof. (m)
		Altura pilar (m)	0,35	N máx + 5% (kN)		**404,3**	c' (kPa)	11,50	tan ϕ’	0,50	γ (kN/m³)	4,25	1,00
Dim. Sapata (m)		Área Sapata (m²)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sq	Sγ	q (kN/m²)	**σr**	**σadm**	**Carga Máxima**	
Base	Altura	*(b * h)*	Prandtl-Reissner			De Beer			Sobrecarga	kN/m²	kN/m²	kN	
1,30	1,45	1,89	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	495,79	165,26	311,52	
1,40	1,55	2,17	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	498,66	166,22	360,70	
1,45	1,60	2,32	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	500,04	166,68	386,70	
1,50	1,65	2,48	23,10	12,53	13,50	1,49	1,45	0,64	4,25	501,39	167,13	**413,65**	
Base adotada (m)		***h* sapata (m)**	***h* adotado (m)**		**h0 (m)**	**Volume Conc. (m³)**			volume de concreto da sapata, exclui-se o volume do pilar que nesta nasce				
1,50	**1,65**	**0,43**	**0,45**		**0,20**	**0,67**							

Fonte: Próprio autor, 2013

3.2.3 Análise das dimensões das sapatas e cálculo da armadura

Segue abaixo (Quadro 28) a comparação das dimensões das sapatas conforme os dois conjuntos de parâmetros utilizados:

Quadro 28: Comparativo das dimensões das sapatas

Sapata	Parâmetros de ensaios de Viecili (2003)						Parâmetros a partir de correlações com SPT					
	B (m)	L (m)	A (m²)	*h* (m)	h_0 (m)	V (m³)	B (m)	L (m)	A (m²)	*h* (m)	h_0 (m)	V (m³)
SP1, SP6, SP23, SP28	1,25	1,40	1,75	0,35	0,20	0,41	1,15	1,30	1,50	0,35	0,20	0,35
SP2, SP5, SP24, SP27	1,40	1,55	2,17	0,40	0,20	0,55	1,25	1,40	1,75	0,35	0,20	0,41
SP3, SP4, SP25, SP26	1,10	1,25	1,38	0,30	0,20	0,30	1,00	1,15	1,15	0,30	0,20	0,25
SP11, SP12, SP17, SP18	1,70	1,85	3,15	0,50	0,20	0,91	1,55	1,70	2,64	0,45	0,20	0,72
SP7, SP19, SP22, SP14, SP8	1,55	1,70	2,64	0,45	0,20	0,72	1,45	1,60	2,32	0,45	0,20	0,63
SP10, SP15, SP9	1,60	1,75	2,80	0,50	0,20	0,81	1,50	1,65	2,48	0,45	0,20	0,67
SP13, SP16	1,95	2,10	4,10	0,60	0,20	1,32	1,80	1,95	3,51	0,55	0,20	1,07
SP20	1,45	1,60	2,32	0,45	0,20	0,63	1,35	1,50	2,03	0,40	0,20	0,51
SP21	1,50	1,65	2,48	0,45	0,20	0,67	1,40	1,55	2,17	0,40	0,20	0,55
TOTAIS			**68,32**			**18,65**			**58,36**			**15,28**

Fonte: Próprio autor, 2013

O valor total de área referente à base das sapatas, no conjunto calculado pelos parâmetros de Viecili (2003), apresentou um acréscimo de 9,96 m² em relação ao conjunto calculado pelo SPT. Isso mostra que a capacidade do solo foi ligeiramente aumentada no Dimensionamento 1 (através do SPT) comparado com uma capacidade um pouco menor do solo no Dimensionamento 2 (através de ensaios). Quanto ao volume percebe-se um diferença de 3,37 m³ (22%) para mais no conjunto de Dimensionamento 2.

É possível que, adotando valores médios nos intervalos de parâmetros recomendados por Viecili (2003) os resultados sejam ainda mais parecidos entre os dois conjuntos, pois os resultados são perceptivelmente alterados por quaisquer alterações nestes parâmetros de entrada.

Os valores médios das tensões admissíveis calculadas foram:

- Conjunto calculado por SPT: 197,42 kN/m² ou 1,97 kg/cm².
- Conjunto calculado por ensaios de Viecili (2003): 166,76 kN/m² ou 1,67 kg/cm².

Quanto à escolha do conjunto a ser adotado no dimensionamento da armadura, será o referente aos ensaios de laboratório, pois estes revelam mais fielmente as características específicas do solo, necessárias para o dimensionamento pelo método de Terzaghi, tornando o conjunto de Dimensionamento 2 mais preciso, visto que não há em sua estrutura alguma correlação empírica sequer, o que já ocorre no Dimensionamento 1 por número de golpes no ensaio SPT, onde há uma variação significativa do número de golpes entre uma camada e outra de solo, somado a uma formulação semi-empírica para determinação de coesão e ângulo de atrito interno, tornando a margem de erro ligeiramente maior.

O dimensionamento da armadura seguiu o método das bielas, descrito no livro de Alonso (1983) e tem como roteiro de cálculo a formulação a seguir, exemplificado no cálculo a armadura referente às sapatas SP1, SP6, SP23 e SP28:

- Cálculo da altura útil:

Equação 38: $\mathrm{d} = \mathrm{h} - \mathrm{c} = 0{,}35 - 0{,}05 - 0{,}30 \text{ m}$

- Cálculo da tração Tx (ao longo de L):

Equação 39: $Tx = \frac{P\ (a-a_0)\ \gamma\mathrm{F}}{8\ d} = \frac{274*\ (1{,}40-0{,}35)*1{,}4}{8*0{,}30} = 167{,}83\ kN$

- Cálculo da tração Ty (ao longo de B):

Equação 40: $Ty = \frac{P\ (b-b_0)\ \gamma\mathrm{F}}{8\ d} = \frac{274*\ (1{,}25-0{,}20)*1{,}4}{8*0{,}30} = 167{,}83\ kN$

- Cálculo da armadura na direção x (ao longo de L):

Equação 41: $Asx = \frac{Tx}{Fyd}/B = \left(\frac{167{,}83}{43{,}5}\right)/1{,}25 = 3{,}09cm^2/m$

- Cálculo da armadura na direção y (ao longo de B):

Equação 41: $Asy = \frac{Ty}{Fyd}/L = \left(\frac{167,83}{43,5}\right)/1,40 \ = 2,76cm^2/m$

- Cálculo da tensão na biela de compressão mais crítica:

Equação 10: $\sigma_c = \frac{P}{a_p}\left[1 + \frac{(A-a_p)^2}{4-\ {d_0}^2}\right] = \frac{274*1,4}{0,20}\left[1 + \frac{(1,25-0,20)^2}{4-\ 0,36^2}\right] = 2,46\ MPa < 17,86Mpa\ (OK)$

Sendo $d_0 = \frac{A\ .\ d}{(A-a_p)} = \frac{1,25\ .\ 0,30}{(1,25-0,20)} = 0,36$

Abaixo segue o quadro (Quadro 29) referente aos resultados dos cálculos para armadura das sapatas.

Quadro 29: Resultados da armadura para sapatas

Asx e Asy das sapatas												
Sapatas	Sapata		Pilar		Carga	h	d	Tx(L)	Ty(B)	Asx (L)	Asy (B)	Biela
	B (m)	L (m)	b (m)	h (m)	kN	(m)	(m)	kN	kN	cm²/m	cm²/m	Mpa
SP1, SP6, SP23, SP28	1,25	1,40	0,20	0,35	274	0,35	0,30	167,83	167,83	3,09	2,76	2,46
SP2, SP5, SP24, SP27	1,40	1,55	0,20	0,35	322	0,40	0,35	193,20	193,20	3,17	2,87	3,10
SP3, SP4, SP25, SP26	1,10	1,25	0,20	0,35	211	0,30	0,25	132,93	132,93	2,78	2,44	1,78
SP11, SP12, SP17, SP18	1,70	1,85	0,20	0,35	497	0,50	0,45	289,92	289,92	3,92	3,60	5,57
SP7, SP19, SP22, SP14, SP8	1,55	1,70	0,20	0,35	418	0,45	0,40	246,88	246,88	3,66	3,34	4,33
SP10, SP15, SP9	1,60	1,75	0,20	0,35	439	0,50	0,45	239,01	239,01	3,43	3,14	4,69
SP13, SP16	1,95	2,10	0,20	0,35	653	0,60	0,55	363,60	363,60	4,29	3,98	8,43
SP20	1,45	1,60	0,20	0,35	365	0,45	0,40	199,61	199,61	3,16	2,87	3,61
SP21	1,50	1,65	0,20	0,35	385	0,45	0,40	218,97	218,97	3,36	3,05	3,90

Fonte: Próprio autor, 2013

Conforme a área da seção de armadura por metro de largura apresentado no Quadro 29, nas direções x e y, foi elaborado um novo quadro (Quadro 31) com as respectivas listagens das armaduras, como o número de barras, diâmetro e espaçamento entre barras. Para tal foi usado o Quadro 30, a fim de auxílio na escolha das armaduras. Foi adotado o cobrimento de 5 cm para as sapatas O detalhamento completo das mesmas encontra-se no Anexo E.

Quadro 30: Área da seção de armadura por metro de largura

ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA (cm^2/m)										
Espaçamento "s" em cm	Bitola em milímetro (Ø mm)									
	4,0	4,2*	4,6*	5,0	6,0*	6,3	7,0*	8,0	10,0	12,5
8,0	1,56	1,74	2,08	2,45	3,54	3,90	4,81	6,29	9,81	15,34
9,0	1,39	1,54	1,84	2,18	3,14	3,47	4,28	5,59	8,72	13,63
10,0	1,25	1,39	1,66	1,96	2,83	3,12	3,85	5,03	7,85	12,27
11,0	1,14	1,26	1,51	1,78	2,57	2,84	3,50	4,57	7,14	11,15
12,0	1,04	1,16	1,38	1,63	2,36	2,60	3,21	4,19	6,54	10,23
13,0	0,96	1,07	1,28	1,51	2,18	2,40	2,96	3,87	6,04	9,44
14,0	0,89	0,99	1,19	1,40	2,02	2,23	2,75	3,59	5,61	8,76
15,0	0,83	0,93	1,11	1,31	1,89	2,08	2,57	3,35	5,23	8,18
16,0	0,78	0,87	1,04	1,23	1,77	1,95	2,41	3,14	4,91	7,67
17,0	0,74	0,82	0,98	1,15	1,66	1,84	2,26	2,96	4,62	7,22
18,0	0,69	0,77	0,92	1,09	1,57	1,73	2,14	2,79	4,36	6,82
19,0	0,66	0,73	0,87	1,03	1,49	1,64	2,03	2,65	4,13	6,46
20,0	0,63	0,69	0,83	0,98	1,42	1,56	1,93	2,52	3,93	6,14
21,0	0,60	0,66	0,79	0,93	1,35	1,49	1,83	2,40	3,74	5,84
22,0	0,57	0,63	0,75	0,89	1,29	1,42	1,75	2,29	3,57	5,58
23,0	0,54	0,60	0,72	0,85	1,23	1,33	1,67	2,19	3,41	5,33
24,0	0,52	0,58	0,69	0,82	1,18	1,30	1,60	2,10	3,27	5,11
25,0	0,50	0,56	0,66	0,78	1,13	1,25	1,54	2,01	3,14	4,91
26,0	0,48	0,53	0,64	0,75	1,09	1,20	1,48	1,93	3,02	4,72
27,0	0,46	0,51	0,61	0,73	1,05	1,16	1,43	1,86	2,91	4,54
28,0	0,45	0,50	0,59	0,70	1,01	1,11	1,38	1,80	2,80	4,38
29,0	0,43	0,48	0,57	0,68	0,98	1,08	1,33	1,73	2,71	4,23
30,0	0,42	0,46	0,55	0,65	0,94	1,04	1,28	1,68	2,62	4,09
31,0	0,40	0,45	0,54	0,63	0,91	1,01	1,24	1,62	2,53	3,96
32,0	0,39	0,43	0,52	0,61	0,88	0,98	1,20	1,57	2,45	3,83
33,0	0,38	0,42	0,50	0,59	0,86	0,95	1,17	1,52	2,38	3,72

Fonte: Rodrigues, 2011

Quadro 31: Listagem das armaduras empregadas nas sapatas

Quadro de armadura das sapatas				
Sapatas	Asx	Armadura efetiva (L)	Asy	Armadura efetiva (B)
	cm^2/m		cm^2/m	
SP1, SP6, SP23, SP28	3,09	8 Ø 8.0 c/16	2,76	13 Ø 6.3 c/11
SP2, SP5, SP24, SP27	3,17	10 Ø 8.0 c/15	2,87	16 Ø 6.3 c/10
SP3, SP4, SP25, SP26	2,78	9 Ø 6.3 c/13	2,44	11 Ø 6.3 c/12
SP11, SP12, SP17, SP18	3,92	15 Ø 8.0 c/12	3,60	14 Ø 8.0 c/14
SP7, SP19, SP22, SP14, SP8	3,66	12 Ø 8.0 c/13	3,34	12 Ø 8.0 c/15
SP10, SP15, SP9	3,43	12 Ø 8.0 c/14	3,14	11 Ø 8.0 c/16
SP13, SP16	4,29	18 Ø 8.0 c/11	3,98	18 Ø 8.0 c/12
SP20	3,16	10 Ø 8.0 c/15	2,87	16 Ø 6.3 c/10
SP21	3,36	10 Ø 8.0 c/15	3,05	11 Ø 8.0 c/16

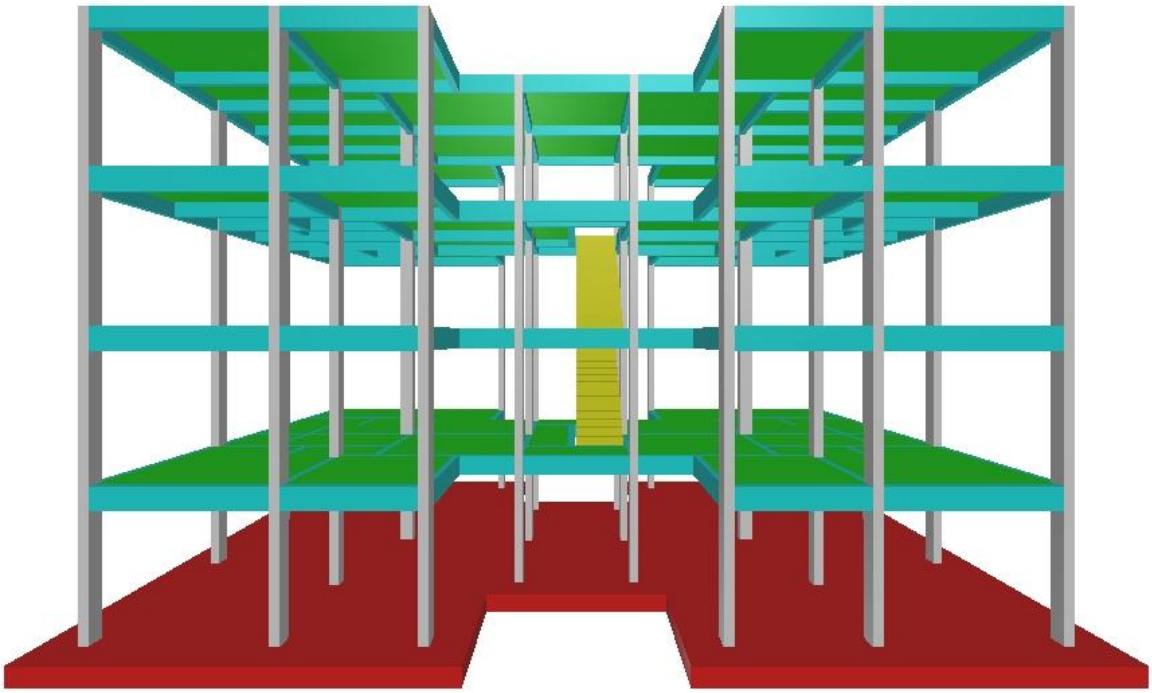
Fonte: Próprio autor, 2013

3.3 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA FUNDAÇÃO EM RADIER

O edifício modelo previamente lançado no inicio do cálculo das fundações em sapatas rígidas, foi modificado, nesta etapa, de modo a substituir os pilares, sapatas e vigas de fundação do térreo por uma fundação do tipo radier, que é uma laje maciça apoiada sobre o solo.

No *software Eberick V8* foi elaborado este radier, de modo a ser uma base rígida para o restante da edificação, e nesta laje, nasceram os pilares para sustentação dos demais pavimentos (Figura 16), e neste radier foram apoiadas as paredes do pavimento térreo, representadas por cargas linearmente distribuídas.

Figura 16: Desenho tridimensional do radier na estrutura

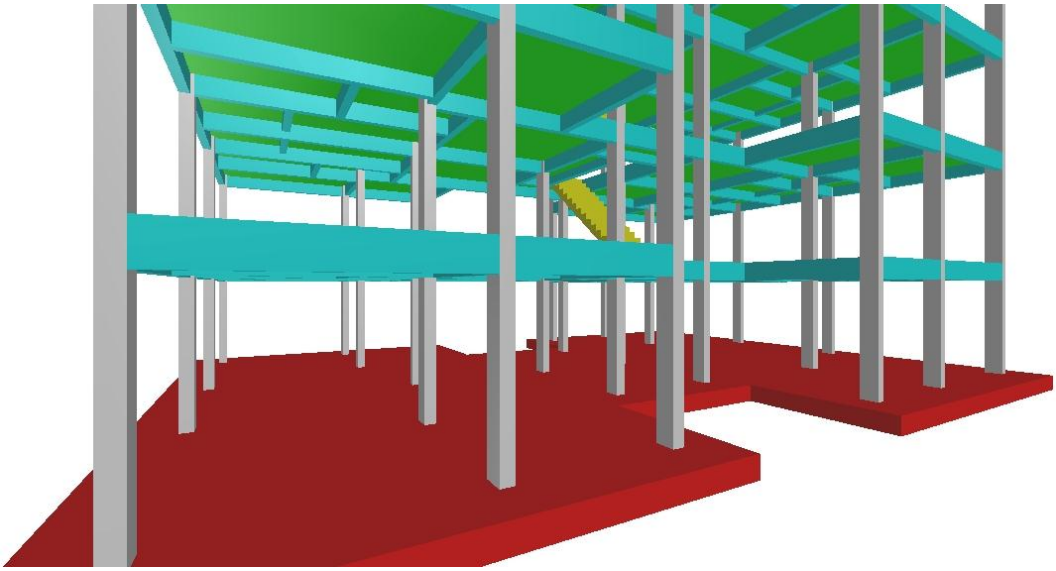


Fonte: Próprio autor, 2013

Quanto à escada do edifício, esta foi retirada do pavimento térreo devido a uma limitação no lançamento desta funcionalidade do *software* a qual ainda não permite o nascimento da escada apoiada sobre laje, portanto, para este detalhe não interferir nos esforços do radier, foi aplicada a carga linear onde a escada se apoiaria, de mesmo valor da reação da escada nos demais pavimentos do edifício, sendo este valor de 22 kN/m, como pode ser visto no Anexo H, referente a planta de forma do radier.

Como a concepção estrutural do edifício foi adotada em concreto armado, e no radier nascem pilares, onde a concentração de esforços de punção e momentos fletores é elevada, foi adotada no lançamento uma “calçada” nas bordas do radier, de 70 centímetros de largura, onde simplesmente a laje foi aumentada externamente ao edifício, proporcionando um contorno completo de concreto em todo o perímetro dos pilares externos do edifício (Figura 17).

Figura 17: Detalhe do desenho tridimensional do radier na estrutura



Fonte: Próprio autor, 2013

Para parâmetro de resistência do solo o software utiliza o coeficiente de recalque vertical, este foi obtido, para fins deste trabalho, através da tensão admissível média, resultado do dimensionamento das sapatas através de coesão e ângulo de atrito interno oriundos de ensaios de laboratório de Viecili (2003). O coeficiente de recalque foi obtido do Quadro 3, correlacionado com a tensão admissível de 1,67 kg/cm² (tensão admissível média calculada para as sapatas). Como não há um valor exato na tabela para esta tensão admissível, foi interpolado um valor no intervalo de 1,65 kg/cm² e 1,70kg/cm². Como resultado, no dimensionamento do radier foi usado um coeficiente de recalque de 3,406 kg/cm³ configurado no software.

Diversas rotinas de cálculo foram realizadas no programa, a fim de proporcionar o correto e mais adequado dimensionamento do radier para este edifício. Inicialmente começou-se com a laje com espessura de 16 centímetros, que é a mínima especificada pela NBR 6118 (2007) para lajes sujeitas a puncionamento, posteriormente aumentou-se gradativamente a

espessura, para 20 cm, 25cm, 30cm e assim sucessivamente, para verificação dos momentos e até que posse possível o detalhamento desse radier.

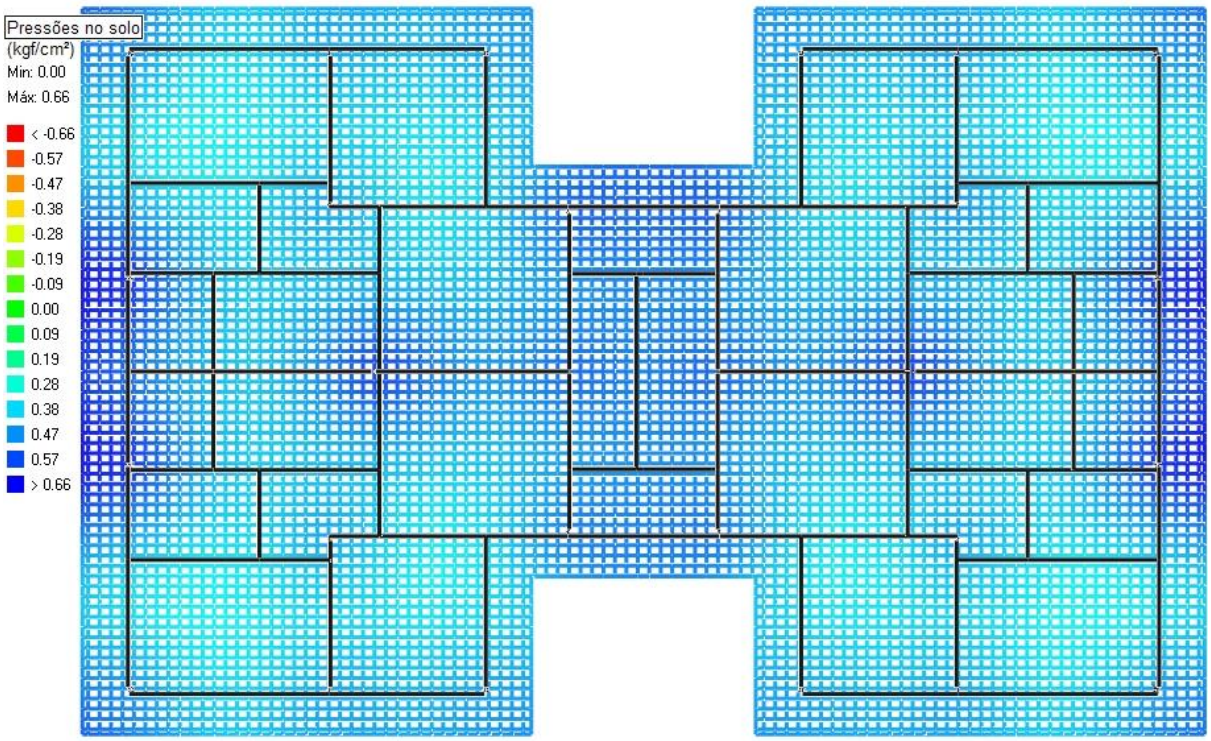
Como espessura resultante a mais adequada e que proporcionou o correto dimensionamento e detalhamento do radier foi de a de 37 cm, combinada ao uso de concreto 35 Mpa (C-35). Constatou-se que os valores de momentos fletores são elevados nas regiões de pilares e a armadura foi dimensionada no software para combater estes esforços.

Na armadura inferior do radier (Anexo I) foi configurada no programa uma malha base de diâmetro 6.3 mm de aço CA50 com espaçamento de 20 cm, e o programa detalhou a armadura adicional a ser empregada de aço diâmetro 16.0mm, variando o espaçamento de 13 cm até 20 cm conforme pode ser visto no Anexo I.

Já na armadura superior do radier, foi detalhada uma malha de aço de diâmetro 6.3 mm a cada 8 cm.

Na Figura 18 pode ser vista uma grelha em escala de cores, representando as tensões resultantes aplicados no solo, com valor máximo de 0,66 kg/cm².

Figura 18: Grelha de pressões resultantes no solo



Fonte: Próprio autor, 2013

3.4 COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE OS MODELOS DE FUNDAÇÃO

Depois de pronto os projetos e detalhamentos de ambas as fundações, foi feito o orçamento destas, para isto foram cedidas composições dos principais insumos pelo professor co-orientador Carlos Alberto Simões Pires Wayhs composições estas referentes aos preços de material e mão de obra, oriundas do programa *PLEO*. Estas composições são expressas a seguir nos quadros 32 ao 38.

Quadro 32: Composição de custos para escavação manual

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
31121	**ESCAVACAO MANUAL DE SOLO DE 1A. ATE 1,50M**			**M3**			
	SERVENTE	2,78	3,90000	H		10,84	
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**0,00**	**10,84**	**10,84**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 33: Composição de custos para concreto classe C25

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51346	**CONCRETO FCK 25MPA - PRE-MISTURADO - CONV.**			**M3**			
	CONCRETO PRÉ-MISTURADO fck 25,0 Mpa	280,00	1,05000	M3	294,00		
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**294,00**	**0,00**	**294,00**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 34: Composição de custos para concreto classe C35

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51359	**CONCRETO FCK 35MPA - PRE-MISTURADO - CONV.**			**M3**			
	CONCRETO PRÉ-MISTURADO fck 35,0 Mpa	304,00	1,05000	M3	319,20		
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**319,20**	**0,00**	**319,20**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 35: Composição de custos para armadura CA-60 média

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51215	**ARMADURA CA-60 MEDIA 5,0 A 6,0MM**			**KG**			
	ACO CA-60 5,0mm - 0,157kg/m	2,44	0,55000	KG	1,34		
	ACO CA-60 6,0mm - 0,222kg/m	2,44	0,55000	KG	1,34		
	ARAME RECOZIDO 18 BWG	7,38	0,03000	KG	0,22		
	FERREIRO	3,00	0,12000	H		0,36	
	AJUDANTE DE FERREIRO	2,35	0,12000	H		0,28	
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**2,90**	**0,64**	**3,54**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 36: Composição de custos para armadura CA-50 média

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51212	**ARMADURA CA-50 MEDIA 1/4 A 3/8-6,35 A 9,53MM**			**KG**			
	ARAME RECOZIDO 18 BWG	7,38	0,03000	KG	0,22		
	ACO CA-50 1/4" - 0,248kg/m	2,95	0,36700	KG	1,08		
	ACO CA-50 5/16" - 0,393kg/m	2,97	0,36700	KG	1,09		
	ACO CA-50 3/8" - 0,624kg/m	2,81	0,36700	KG	1,03		
	FERREIRO	3,00	0,12000	H		0,36	
	AJUDANTE DE FERREIRO	2,35	0,12000	H		0,28	
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**3,42**	**0,64**	**4,06**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 37: Composição de custos para armadura CA-50 grossa

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51213	**ARMADURA CA-50 GROSSA 1/2 A 3/4-12,70 A 19,05MM**			**KG**			
	ARAME RECOZIDO 18 BWG	7,38	0,04000	KG	0,30		
	ACO CA-50 1/2" - 0,963kg/m	2,64	0,36700	KG	0,97		
	ACO CA-50 5/8" - 1,570kg/m	2,70	0,36700	KG	0,99		
	ACO CA-50 3/4" - 2,480kg/m	2,70	0,36700	KG	0,99		
	FERREIRO	3,00	0,12000	H		0,36	
	AJUDANTE DE FERREIRO	2,35	0,12000	H		0,28	
			0,00%	ES			
			TOTAIS		**3,25**	**0,64**	**3,89**

Fonte: Wayhs, 2013

Quadro 38: Composição de custos para formas

Código	Composição	Pr. Unitário	Coeficiente	UN	Material	Mão-de-Obra	Total
51121	**FORMA COMPENS.RESINADO-VIGA-REAP.3X-INCL.ESCORAM.**			**M2**			
	ESCORA DE EUCALIPTO	1,00	2,80000	M	2,80		
	PREGOS BITOLAS VARIADAS	7,00	0,20000	KG	1,40		
	CAIBRO PINHO 3a. 5 x 7cm	7,80	1,30000	M	10,14		
	SARRAFO PINHO 3a. 2,5 x 5,0cm	3,00	2,20000	M	6,60		
	SARRAFO PINHO 3a. 2,5 x 7,0cm	4,20	1,72000	M	7,22		
	CHAPA COMPENSADO FORMA RESINADA 12mm	14,46	0,37000	M2	5,35		
	CARPINTEIRO	3,86	2,50000	H		9,65	
	SERVENTE	2,78	1,00000	H		2,78	
			135,00%	ES		16,78	
			TOTAIS		**33,51**	**29,21**	**62,72**

Fonte: Wayhs, 2013

A partir destas composições foi elaborado um orçamento (Quadro 39) que expressa o quantitativo de cada insumo, seu custo unitário e o custo total, comparando o modelo de fundação em sapatas rígidas com o modelo em radier. Lembrando que estes itens orçados foram adotados por se tratarem dos principais e mais importantes na construção de ambas as fundações. Itens como impermeabilização, eletrodutos ou dutos de esgoto e água fria atrelados a estas fundações, por exemplo, não foram levados em consideração pois para tal seria necessário um estudo adicional e mais profundo a respeito do projeto e execução destes itens através de elaboração de projetos complementares.

Quadro 39: Orçamento das fundações

Orçamento						
Descrição	**Unid.**	**Sapata**	**Radier**	**Custo unitátio**	**Sapata**	**Radier**
		Quant.	**Quant.**		**Custo**	**Custo**
Escavação Manual	m³	80,06		R$ 10,84	R$ 867,85	
Concreto usinado C25	m³	32,74		R$ 294,00	R$ 9.625,56	
Concreto usinado C35	m³		93,87	R$ 319,20		R$ 29.963,30
Armadura CA-60 média	kg	198,5		R$ 3,54	R$ 702,69	
Armadura CA-50 média	kg	890,4	2471,1	R$ 4,06	R$ 3.615,02	R$ 10.032,67
Armadura CA-50 grossa	kg	275,7	7016,9	R$ 3,89	R$ 1.072,47	R$ 27.295,74
Formas	m²	230,84	29,56	R$ 62,72	R$ 14.478,28	R$ 1.854,00
				TOTAIS	**R$ 30.361,88**	**R$ 69.145,71**

Fonte: Próprio autor, 2013

O item escavação manual para sapatas, foi quantificado levando em conta o somatório de área das sapatas, multiplicado pela profundidade de assentamento, que é 1,00 m abaixo do nível do solo, somando ainda o volume de escavação das valas das vigas do pavimento térreo (foi considerado o mesmo volume de concreto usado para estas vigas conforme Anexo G).

As armaduras foram divididas conforme as composições de custo, quantificadas em kg e classificadas em CA-60 média (diâmetros nominais de 5,0 mm a 6,0 mm), CA-50 média (diâmetros nominais de 6,3 mm a 10,0 mm) e CA-50 grossa (diâmetros nominais de 12,5 mm a 20,0 mm). Os respectivos quantitativos, tanto de armaduras, quanto formas e concretos foram retirados das pranchas de detalhamento, nos respectivos anexos dos projetos das fundações.

O custo total da fundação em sapata ficou em **R$ 30.361,88**, valor este que representa somente 44 % do custo do radier, que é de **R$ 69.145,71**. O índice calculado para os dois tipos de fundação foi de 2,28.

Os resultados obtidos mostram que, para o edifício modelo estudado, o método de fundação em radier apresenta-se consideravelmente mais oneroso, já o mais indicado para o caso é o uso das sapatas rígidas, devido ao edifício ser em concreto armado e sobre o radier nascerem pilares, originando nestes locais cargas pontuais, consequentemente havendo de aumentar a espessura da placa e a resistência do concreto a fim de suprir os momentos fletores mais elevados nestas regiões.

O radier é acompanhado de uma malha de armadura ligeiramente elevada para combater os esforços em sua base, o que pode ser visto nos detalhamentos do Anexo I,

mostrando barras de 16,0 mm em sua maioria, com espaçamentos variando de 13 cm a 20 cm, fator este que resultou em um aumento significativo do custo do mesmo.

Para a fundação em sapatas, não houve consumo exagerado de aço, ficando em 1.364,6 kg em seu total, incluindo vigas de fundação. Comparado ao consumo de aço resultante para o radier que é de 9.488 kg o valor é bem econômico.

O método mais indicado e que apresenta menor custo para o tipo de solo do município de Ijuí, entre os modelos de fundação estudadas é (para o edifício modelo com suas características) a fundação em sapatas rígidas. Com seu dimensionamento oriundo de parâmetros de solo provenientes de um correto ensaio de laboratório a fim de determinar com precisão e segurança a tensão admissível e consequentemente as dimensões dos elementos de fundação.

CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou encontrar o custo, para um edifício modelo, de dois diferentes tipos de fundação superficial, sendo elas sapatas rígidas e radier, usando para tais cálculos e dimensionamentos os parâmetros de solo oriundos do município de Ijuí, sendo os primeiros parâmetros através de um ensaio SPT e os segundos através de ensaios de laboratório.

Para obtenção dos resultados foi necessário realizar o projeto destes dois modelos de fundação, desde o lançamento da estrutura em um programa de cálculo estrutural até o detalhamento das armaduras das mesmas, chegando assim a um quantitativo dos principais materiais considerados para execução.

Mediante os resultados, constatou-se que, no dimensionamento das sapatas, os parâmetros oriundos de ensaios de laboratório acarretaram um pequeno aumento na dimensão das sapatas comparado as dimensões resultado de ensaio SPT, porém se mostra como um parâmetro mais adequado visto a segurança e exatidão comparados a correlações semi-empíricas com o ensaio SPT.

Quanto aos custos, o total da fundação em sapatas rígidas ficou em R$ 30.361,88, valor este que representa somente 44 % do custo total do radier, que é de R$ 69.145,71. Resultado que mostrou claramente que o uso de sapatas para este edifício de quatro pavimentos é mais adequado e econômico. O custo elevado do radier ocorreu devido ao aumento do volume de concreto bem como de sua resistência, além do aumento no consumo de aço, que é mais significativo.

Como continuidade do presente trabalho sugere-se:

- Realizar a mesma comparação entre as duas fundações, porém alterando o modelo estrutural de concreto armado para alvenaria estrutural, alterando assim esforços pontuais para esforços linearmente distribuídos no radier;
- Realizar o mesmo estudo considerando como modelo para cálculo uma residência de padrão popular, em que as cargas são menores;

- Realizar o dimensionamento e detalhamento das sapatas tomando-as em conjunto com o pórtico espacial, a fim de determinar a variação com as mesmas calculadas isoladamente;
- Calcular a diferença de custos entre sapatas rígidas com outros modelos de fundação, como estacas ou sapatas corridas;
- Realizar esta comparação de fundações entre sapatas e radier em outro município ou local onde o solo apresenta uma tensão admissível menor.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

____. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.

____. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

ALEXANDRE JÚNIOR, Mário César. **Coeficientes de recalque horizontal e vertical do solo**. [S.L.], 2012. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-vertical-do-solo.html>. Acesso em: 07 ago. 2013.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201 p.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 178 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula de Estruturas de Concreto III**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Baurú, 2012. Disponível em: < http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf >. Acesso em: 4 jul. 2013.

BELL, Brian J. **Fundações em Concreto Armado**. Tradução por Alexandre Verski. 4. Ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1985. 268 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2009. 2 v. 589 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 142 p.

DÓRIA, Luiz Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 93 p. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, 2007. Disponível em:

<http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec/dissertacoes_arquivos/Dissertacoes/Luis%20Eduardo%20Santos%20Doria.pdf>. Acesso em: 10 abr. 2013.

MANUAL de Estruturas ABCP. São Paulo: ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland. [200-?]. Disponível em: <http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20t%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf>. Acesso em: 22 mar. 2013.

NÁPOLES NETO, Antonio D. F. Historia das Fundações: Uma breve história das fundações. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p. il.

PORDEUS, Victor Costa. **Viabilidade econômica da utilização dos radiers na construção de habitações de pequeno porte**. 2009. 124 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2009. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/Projeto_de_Graduacao/2009/Viabilidade%20Economica%20da%20Utilizacao%20dos%20Radiers%20na%20Construcao%20de%20Habitacoes%20de%20Pequeno%20Porte.pdf>. Acesso em: 07 ago. 2013.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de aula de Estruturas de Concreto Armado I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. 2. Ed. Ijuí, 2011.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p. il.

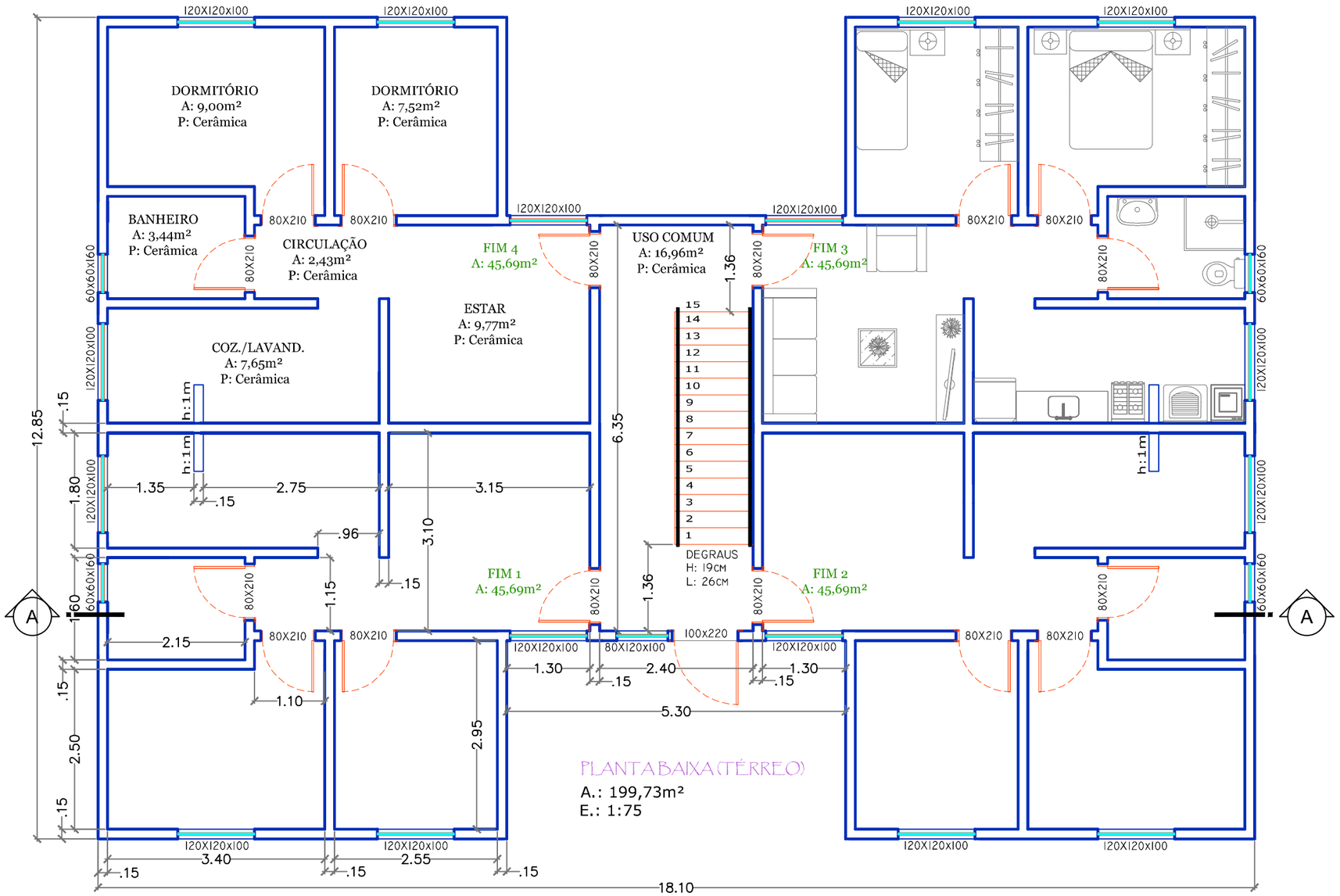
TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p. il.

VELLOSO, Dirceu; LOPES, Francisco de Rezende. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p. il.

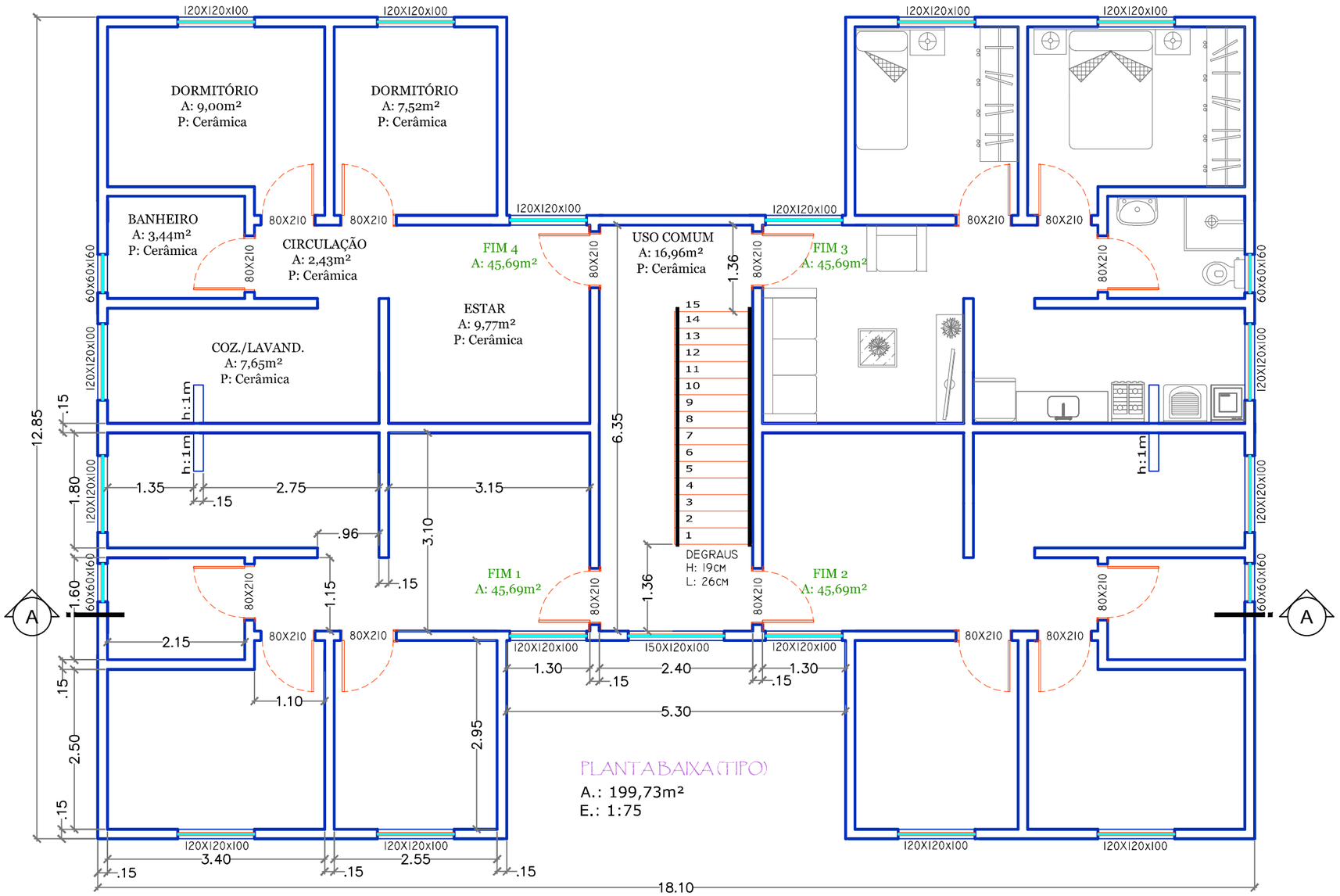
VIECILI, Cristiano. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto**. 2003. 76 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2003. Disponível em: <http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/2010/03/TCC-Cristiano-Viecili.pdf>. Acesso em: 07 ago. 2013.

ANEXOS

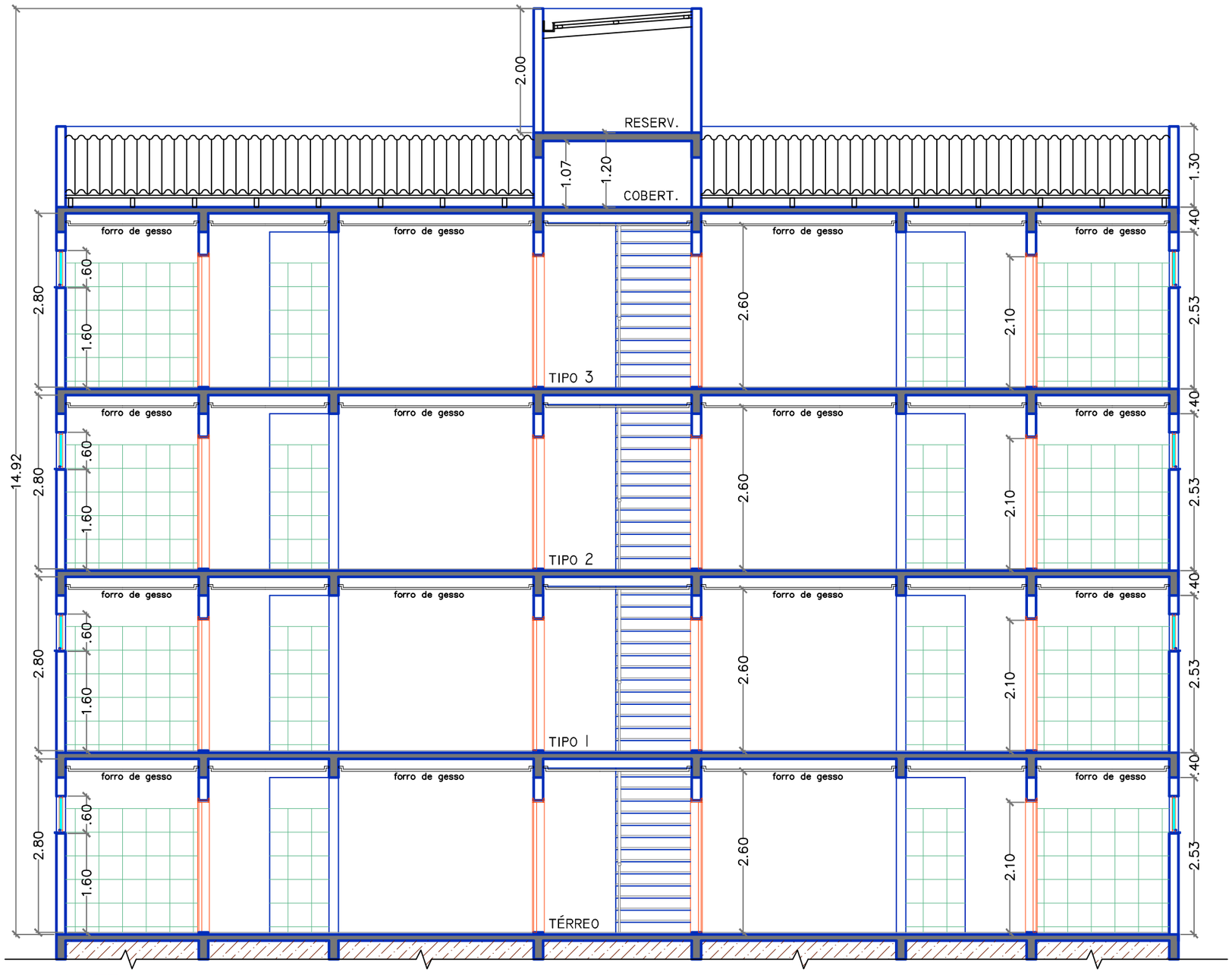
ANEXO A



EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
CONTEÚDO PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO			
	Desenho Rafael Tizott	Escala 1:75	Área (m²) 199,73m²



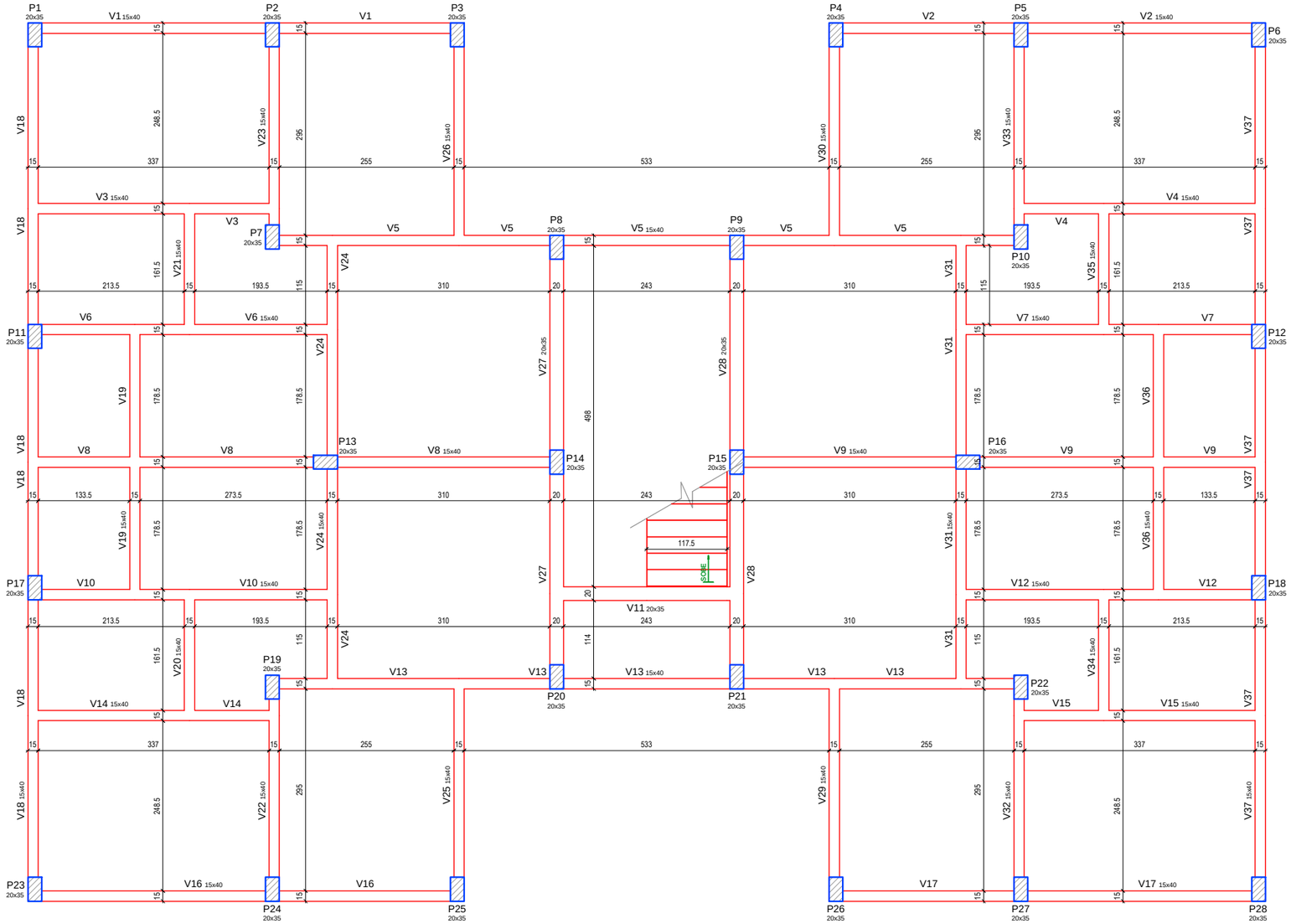
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
CONTEÚDO PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TIPO			
	Desenho Rafael Tizott	Escala 1:75	Área (m²) 199,73m²



CORTE A-A
E.: 1:75

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
CONTEÚDO CORTE - AA			
	Desenho Rafael Tizott	Escala 1:75	Área (m²) 199,73m²

ANEXO B



Forma do pavimento Térreo
escala 1:75

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	15x40	0	0
V2	15x40	0	0
V3	15x40	0	0
V4	15x40	0	0
V5	15x40	0	0
V6	15x40	0	0
V7	15x40	0	0
V8	15x40	0	0
V9	15x40	0	0
V10	15x40	0	0
V11	20x35	0	0
V12	15x40	0	0
V13	15x40	0	0
V14	15x40	0	0
V15	15x40	0	0
V16	15x40	0	0
V17	15x40	0	0
V18	15x40	0	0
V19	15x40	0	0
V20	15x40	0	0
V21	15x40	0	0
V22	15x40	0	0
V23	15x40	0	0
V24	15x40	0	0
V25	15x40	0	0
V26	15x40	0	0
V27	20x35	0	0
V28	20x35	0	0
V29	15x40	0	0
V30	15x40	0	0
V31	15x40	0	0
V32	15x40	0	0
V33	15x40	0	0
V34	15x40	0	0
V35	15x40	0	0
V36	15x40	0	0
V37	15x40	0	0

Características dos materiais			
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)	fct (kgf/cm²)	Abatimento (cm)
250	285600	26	9.00

Dimensão do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20 x 35	0	0
P2	20 x 35	0	0
P3	20 x 35	0	0
P4	20 x 35	0	0
P5	20 x 35	0	0
P6	20 x 35	0	0
P7	20 x 35	0	0
P8	20 x 35	0	0
P9	20 x 35	0	0
P10	20 x 35	0	0
P11	20 x 35	0	0
P12	20 x 35	0	0
P13	20 x 35	0	0
P14	20 x 35	0	0
P15	20 x 35	0	0
P16	20 x 35	0	0
P17	20 x 35	0	0
P18	20 x 35	0	0
P19	20 x 35	0	0
P20	20 x 35	0	0
P21	20 x 35	0	0
P22	20 x 35	0	0
P23	20 x 35	0	0
P24	20 x 35	0	0
P25	20 x 35	0	0
P26	20 x 35	0	0
P27	20 x 35	0	0
P28	20 x 35	0	0

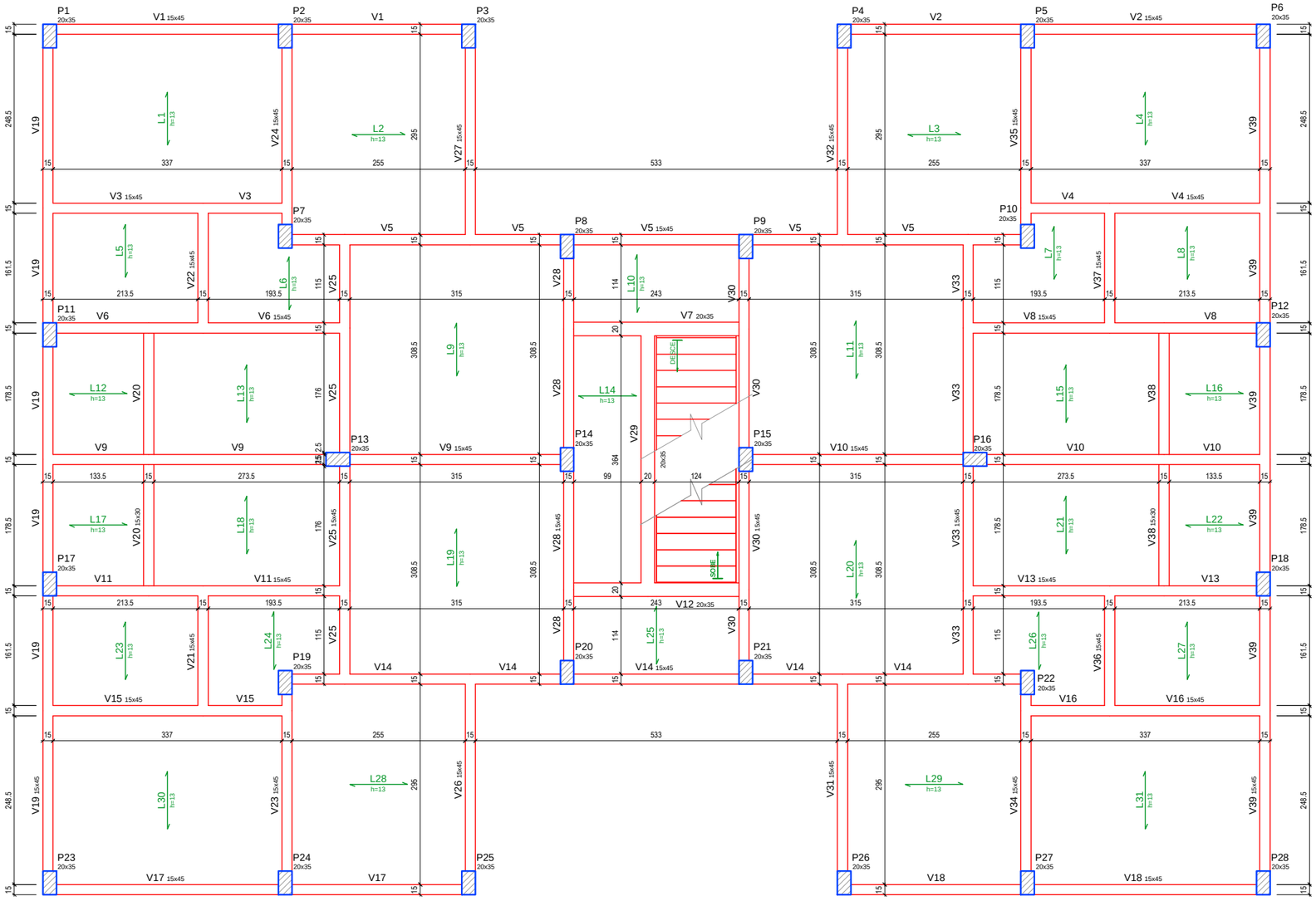
Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

PLANTA DE FORMA PAVIMENTO TÉRREO

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	199,73m²



Forma do pavimento Tipo 2
escala 1:75

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	15x45	0	290
V2	15x45	0	290
V3	15x45	0	290
V4	15x45	0	290
V5	15x45	0	290
V6	15x45	0	290
V7	20x35	0	290
V8	15x45	0	290
V9	15x45	0	290
V10	15x45	0	290
V11	15x45	0	290
V12	20x35	0	290
V13	15x45	0	290
V14	15x45	0	290
V15	15x45	0	290
V16	15x45	0	290
V17	15x45	0	290
V18	15x45	0	290
V19	15x45	0	290
V20	15x30	0	290
V21	15x45	0	290
V22	15x45	0	290
V23	15x45	0	290
V24	15x45	0	290
V25	15x45	0	290
V26	15x45	0	290
V27	15x45	0	290
V28	15x45	0	290
V29	20x35	0	290
V30	15x45	0	290
V31	15x45	0	290
V32	15x45	0	290
V33	15x45	0	290
V34	15x45	0	290
V35	15x45	0	290
V36	15x45	0	290
V37	15x45	0	290
V38	15x30	0	290
V39	15x45	0	290

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20 x 35	0	290
P2	20 x 35	0	290
P3	20 x 35	0	290
P4	20 x 35	0	290
P5	20 x 35	0	290
P6	20 x 35	0	290
P7	20 x 35	0	290
P8	20 x 35	0	290
P9	20 x 35	0	290
P10	20 x 35	0	290
P11	20 x 35	0	290
P12	20 x 35	0	290
P13	20 x 35	0	290
P14	20 x 35	0	290
P15	20 x 35	0	290
P16	20 x 35	0	290
P17	20 x 35	0	290
P18	20 x 35	0	290
P19	20 x 35	0	290
P20	20 x 35	0	290
P21	20 x 35	0	290
P22	20 x 35	0	290
P23	20 x 35	0	290
P24	20 x 35	0	290
P25	20 x 35	0	290
P26	20 x 35	0	290
P27	20 x 35	0	290
P28	20 x 35	0	290

Legenda dos Pilares
Pilar que morre
Pilar que passa
Pilar que nasce
Pilar com mudança de seção

Lajes							
Dados						Sobrecarga (kN/m²)	
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kN/m²)	Total	Localizada
ESCADATER	Maciça	15	0	290	6.95	4.43	-
L1	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L2	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L3	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L4	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L5	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L6	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L7	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L8	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L9	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L10	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L11	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L12	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L13	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L14	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L15	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L16	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L17	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L18	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L19	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L20	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L21	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L22	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L23	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L24	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L25	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L26	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L27	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L28	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L29	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L30	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-
L31	Pré-moldada	13	0	290	1.72	2.70	-

Área de lajes			
Tipo	Altura (cm)	Bloco de Enchimento	Área (m²)
Pré-moldada	13	B8/30/125	165.37
Maciça	15	-	4.28

Características dos materiais			
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)	fct (kgf/cm²)	Abatimento (cm)
250	285600	26	9.00

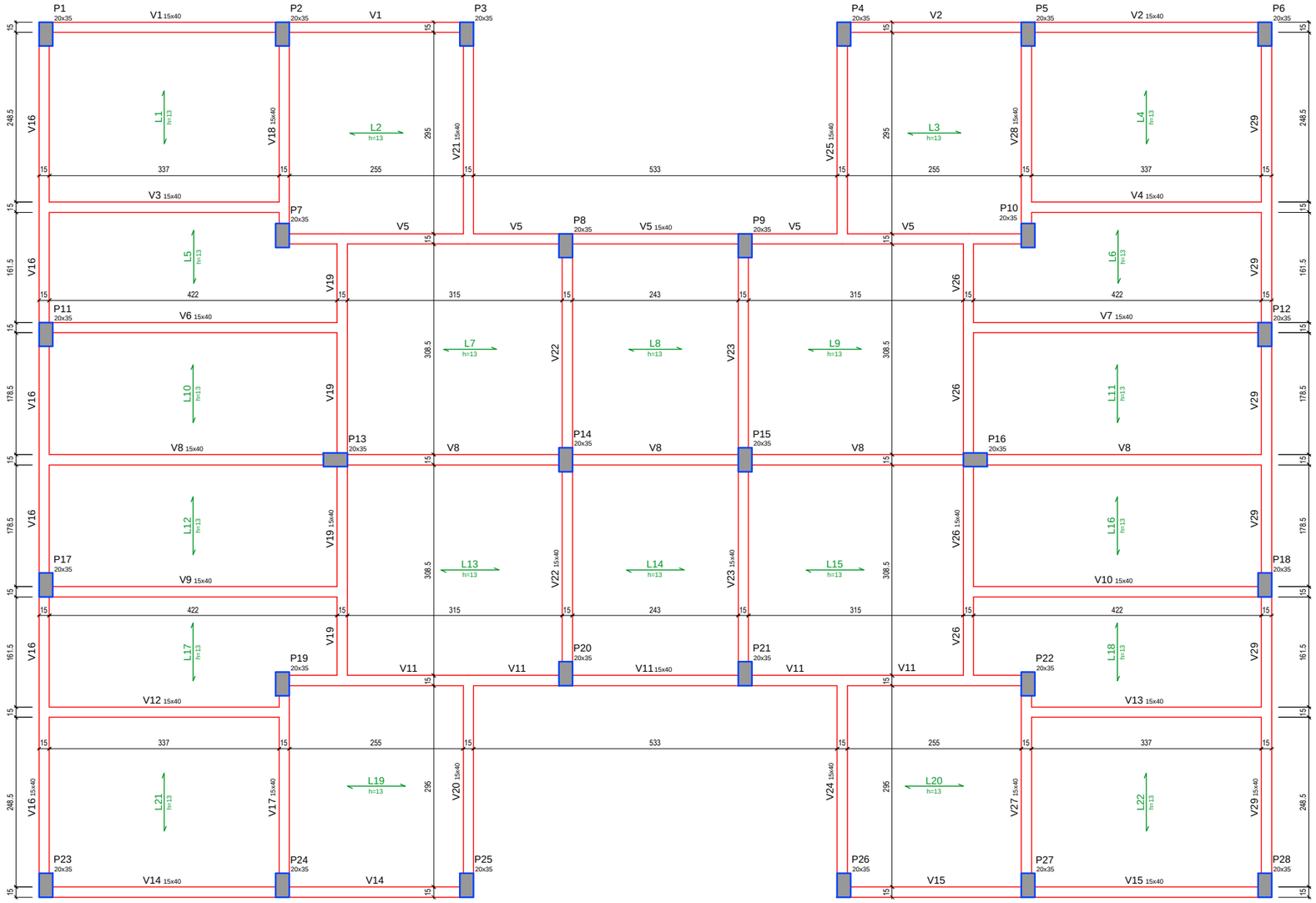
Dimensão do agregado = 19 mm

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

PLANTA DE FORMA PAVIMENTOS TIPO

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	199,73m²



Forma do pavimento Cobertura
escala 1:75

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	15x40	0	1160
V2	15x40	0	1160
V3	15x40	0	1160
V4	15x40	0	1160
V5	15x40	0	1160
V6	15x40	0	1160
V7	15x40	0	1160
V8	15x40	0	1160
V9	15x40	0	1160
V10	15x40	0	1160
V11	15x40	0	1160
V12	15x40	0	1160
V13	15x40	0	1160
V14	15x40	0	1160
V15	15x40	0	1160
V16	15x40	0	1160
V17	15x40	0	1160
V18	15x40	0	1160
V19	15x40	0	1160
V20	15x40	0	1160
V21	15x40	0	1160
V22	15x40	0	1160
V23	15x40	0	1160
V24	15x40	0	1160
V25	15x40	0	1160
V26	15x40	0	1160
V27	15x40	0	1160
V28	15x40	0	1160
V29	15x40	0	1160

Lajes							
Dados						Sobrecarga (kN/m²)	
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kN/m²)	Total	Localizada
L1	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L2	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L3	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L4	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L5	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L6	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L7	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L8	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L9	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L10	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L11	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L12	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L13	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L14	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L15	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L16	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L17	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L18	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L19	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L20	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L21	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-
L22	Pré-moldada	13	0	1160	1.72	1.00	-

Área de lajes			
Tipo	Altura (cm)	Bloco de Enchimento	Área (m²)
Pré-moldada	13	B8/30/125	173.26

Características dos materiais

fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)	fct (kgf/cm²)	Abatimento (cm)
250	285600	26	9.00

Dimensão do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20 x 35	0	1160
P2	20 x 35	0	1160
P3	20 x 35	0	1160
P4	20 x 35	0	1160
P5	20 x 35	0	1160
P6	20 x 35	0	1160
P7	20 x 35	0	1160
P8	20 x 35	0	1160
P9	20 x 35	0	1160
P10	20 x 35	0	1160
P11	20 x 35	0	1160
P12	20 x 35	0	1160
P13	20 x 35	0	1160
P14	20 x 35	0	1160
P15	20 x 35	0	1160
P16	20 x 35	0	1160
P17	20 x 35	0	1160
P18	20 x 35	0	1160
P19	20 x 35	0	1160
P20	20 x 35	0	1160
P21	20 x 35	0	1160
P22	20 x 35	0	1160
P23	20 x 35	0	1160
P24	20 x 35	0	1160
P25	20 x 35	0	1160
P26	20 x 35	0	1160
P27	20 x 35	0	1160
P28	20 x 35	0	1160

Legenda dos Pilares
Pilar que morre
Pilar que passa
Pilar que nasce
Pilar com mudança de seção

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

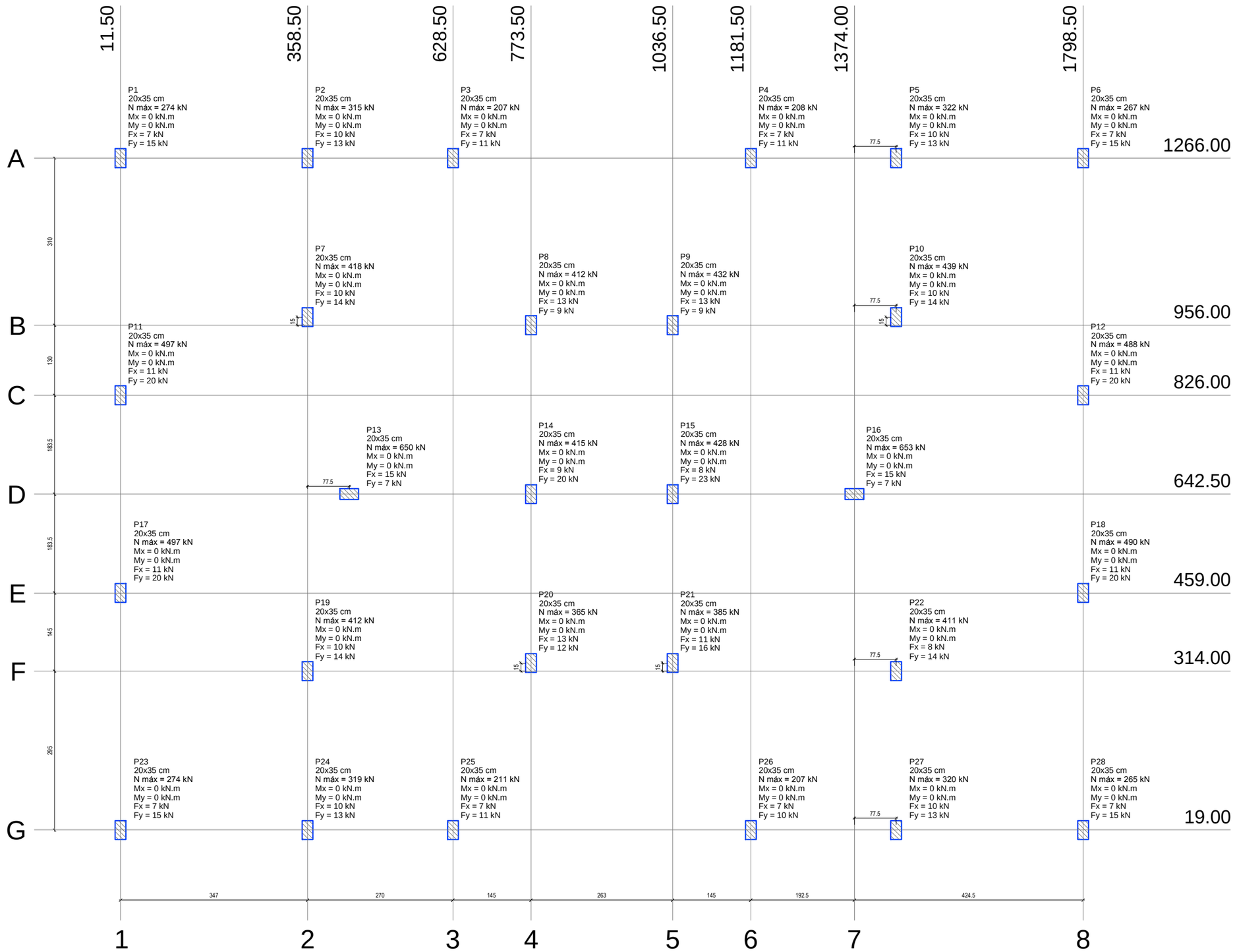
CONTEÚDO

PLANTA DE FORMA PAVIMENTO COBERTURA

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	199,73m²

ANEXO C

Pilar					
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (kN)	Carga Mín. (kN)
P1	20x35	11.50	1266.00	274	205
P2	20x35	358.50	1266.00	315	193
P3	20x35	628.50	1266.00	207	139
P4	20x35	1181.50	1266.00	208	140
P5	20x35	1451.50	1266.00	322	199
P6	20x35	1798.50	1266.00	267	200
P7	20x35	358.50	971.00	418	282
P8	20x35	773.50	956.00	412	279
P9	20x35	1036.50	956.00	432	296
P10	20x35	1451.50	971.00	439	302
P11	20x35	11.50	826.00	497	425
P12	20x35	1798.50	826.00	488	419
P13	20x35	436.00	642.50	650	544
P14	20x35	773.50	642.50	415	290
P15	20x35	1036.50	642.50	428	303
P16	20x35	1374.00	642.50	653	547
P17	20x35	11.50	459.00	497	425
P18	20x35	1798.50	459.00	490	420
P19	20x35	358.50	314.00	412	278
P20	20x35	773.50	329.00	365	268
P21	20x35	1036.50	329.00	385	282
P22	20x35	1451.50	314.00	411	275
P23	20x35	11.50	19.00	274	205
P24	20x35	358.50	19.00	319	196
P25	20x35	628.50	19.00	211	143
P26	20x35	1181.50	19.00	207	139
P27	20x35	1451.50	19.00	320	197
P28	20x35	1798.50	19.00	265	198



Planta de cargas
escala 1:75

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGAS

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	-

ANEXO D

GEOCENTRO
GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA.

RUA TUIUTI Nº 940 FONE 222-1340 - SANTA MARIA - RS

Santa Maria, 11 de janeiro de 1995.

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA : Prédio Residencial
LOCAL : Rua São Paulo - Ijuí - RS
ASSUNTO: Relatório de sondagens de reconhecimento do subsolo

Prezados Senhores

Estamos apresentando a V.Sas., o relatório referente as sondagens de reconhecimento geológico do subsolo realizadas para a obra em apreço.

Foram executados seis(6) furos de sondagem (SP-1 ao SP-6) totalizando 45,71 m perfurados.

As perfurações foram executadas pelo método de percussão com circulação de água e revestidas por tubulação de 2 1/2".

A coleta de amostras do tipo deformado foi feita pela penetração do amostrador padrão modelo SPT, RAYMOND/TERZAGHI, com diâmetro interno de 1 3/8"(35mm) e externo de 2" (50,8mm).

A resistência a penetração do amostrador de percussão foi obtida através do número de golpes de um peso de 65 kg caindo de uma altura de 75 cm, em queda livre, para cravar 45 cm do amostrador no solo fornecendo, desta forma, a indicação da compacidade dos solos arenosos e siltosos ou a consistência dos solos argilosos.

Em anexo, enviamos a V.Sas., um croqui de locação dos pontos de sondagem e os perfis individuais de cada furo contendo: cota da boca dos furos em relação a um RN escolhido; presença e níveis de água; número de golpes necessários à cravação dos amostrador; profundidade das diversas camadas em relação a superfície do terreno; classificação dos solos encontrados de acordo com as normas NBR 7250/1982 e NBR 6502/1988 da ABNT e representação gráfica segundo a TB-3 da ABNT.

As amostras extraídas em cada sondagem estão acondicionadas em sacos plásticos etiquetados e a disposição de V.Sas. durante 30 dias após a presente data.

Sem mais para o momento, agradecemos a preferência que nos foi dispensada e colocamo-nos ao vosso dispor para quaisquer esclarecimentos adicionais que julgarem necessários.

Atenciosamente

Ari Cechella Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEÓLOGO

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-1 COTA: - 0,50 m

COTA EM RELAÇÃO R.N. / NIVEL D'AGUA

AMOSTRA

PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º e 2º PENETRAÇÃO
— — — — 2º e 3º PENETRAÇÃO

Nº DE GOLPES 1º E 2º	Nº DE GOLPES 2º E 3º
5	4
5	8
11	19
18	32
19	23
11	16
14	20
19	35
31	47
30/13	-

GRAFICO (0, 10, 20, 30, 40)

PROFUNDIDADE EM METROS

REVESTIMENTO Øi= 2 1/2"
AMOSTRADOR Ø INT. (1"3/8) 35 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm
PESO: 65 Kg ALT QUEDA 75 cm

CLASSIFICAÇÃO MATERIAL

Amostra	Profundidade da camada (m)	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	2,80	Argila siltosa;vermelho escuro a variegada;plástica(quando úmida) à friável;presença de grânulos(2 a 4mm) de rocha vulcânica(basalto??)bastantealterados;consistência mole a rija;
9	8,50	Argila siltosa;cinza escuro a vermelho escuro; pouco friável à plástica (quando úmida);presença de seixos(10 a 30mm) de rocha vulcânica(basalto ??);consistência rija a dura;
10	9,50	Rocha vulcânica(basalto ??)alterada;cinza claro; cristalina a friável;consistência dura;

LIMITE DE SONDAGEM
PROF.: 9,50 m
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

PROFUNDIDADE DO NIVEL D'AGUA(m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	-6,60m
EM: 13.12.94	EM: 15.12.94

*não foi encontrado até 1,00 m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:
Ari Cechella Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEOLOGO

OBRA / SONDAGEM	
SP-1	
ESCALA	DATA
1:125	

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-2 **COTA:** - 3,18 m

COTA EM RELAC. AO R.N. | NIVEL D'AGUA | AMOSTRA | PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º e 2º PENETRAÇÃO
— — — — 2º e 3º PENETRAÇÃO

Nº DE GOLPES 1º E 2º	2º E 3º
2	2
8	13
15	23
10	14
21	33
13	10
12	17
23/15	-
27/15	-
26/15	-

GRAFICO: 0 10 20 30 40

PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

AMOSTRA: ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩

PROFUNDIDADE DA CAMADA (m): 1,80 — 6,30 — 9,07

REVESTIMENTO Øi= 2 1/2"

AMOSTRADOR Ø INT. (1"3/8) 38 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm

PESO: 65 Kg ALT. QUEDA: 75 cm

CLASSIFICAÇÃO MATERIAL

Argila siltosa; vermelho escuro a vermelho; plástica (quando úmida) à friável; presença de seixos (10 a 25mm) de rocha vulcânica (basalto??); consistência muito mole a rija;

Argila siltosa alterada; vermelho escuro a roxo; plástica (quando úmida) a pouco friável; consistência média a dura;

Rocha vulcânica (basalto ??) alterada; cinza claro; cristalina a friável; consistência dura;

LIMITE DE SONDAGEM
PROF.: 9,07 m
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

PROFUNDIDADE DO NLVEL D'AGUA (m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	-
EM: 15.12.94	EM: -

*nao foi encontrado até 1,00m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:

Ari Cechella Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEÓLOGO

OBRA / SONDAGEM: SP-2

ESCALA: 1:125 DATA:

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-3 COTA: - 3,65 m

REVESTIMENTO Øi= 2 1/2"(0,80m)
AMOSTRADOR Ø INT. (1"3/8) 35 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm
PESO: 65 Kg ALT. QUEDA: 75 cm

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º e 2º PENETRAÇÃO
— — — — 2º e 3º PENETRAÇÃO

COTA EM RELAÇÃO R.N. / NIVEL D'AGUA	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	Nº DE GOLPES 1º E 2º	Nº DE GOLPES 2º E 3º	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
	1	0,60	25	19/15	Argila arenosa com fragmentos de rocha; orgânica marron escuro; compacidade compacta;
	2		12	16	
	3		14	20	
	4		14	20	
	5		12	18	
	6	5,30	25	37	Argila siltosa; vermelho escuro a cinza escuro; pouco friável a plástica (quando úmida); consistência rija a dura;
	7	5,80	32/5	-	Rocha vulcânica (basalto ??) alterada; cinza escuro; friável a cristalina; consistência dura;

GRAFICO: 0 10 20 30 40

PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

Limite de sondagem
Prof.: 5,80 m
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

PROFUNDIDADE DO NIVEL D'AGUA (m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	-5,00m
EM: 16.12.94	EM: 17.12.94

*não foi encontrado ate 1,00m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:

Ari Cechetto Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEOLOGO

OBRA / SONDAGEM: SP-3

ESCALA	DATA
1:125	

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-4 COTA: - 0,96 m

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º a 2º PENETRAÇÃO
– – – – 2º a 3º PENETRAÇÃO

REVESTIMENTO Øi = 2 1/2" (3,20m)
AMOSTRADOR Ø INT. (1" 3/8) 35 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm
PESO: 65 Kg ALT. QUEDA: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO R.N. / NIVEL D'AGUA	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	Nº DE GOLPES 1º E 2º	Nº DE GOLPES 2º E 3º	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
	①	0,40	8	9	Argila siltosa com fragmentos de argamassa; vermelho escuro a variegada; consistência média;
	②		10	10	
	③		8	11	
	④		9	9	
	⑤		10	14	Argila siltosa; vermelho escuro; pouco friável à plástica (quando úmida); resquícios de rocha vulcânica (basalto??) bastante alterados; consistência média a rija;
	⑥		12	15	
	⑦		8	9	
	⑧	7,15	12	20	
	⑨		30/8	–	Rocha vulcânica (basalto??) alterada; cinza escuro; cristalina a friável; consistência dura;
		9,04			

GRAFICO (0 10 20 30 40)

PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

LIMITE DE SONDAGEM
PROF.: 9,04 m
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

PROFUNDIDADE DO NIVEL D'AGUA (m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	–
EM: 16.12.94	EM: –

*nao foi encontrado ate 1,00m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:
Ari Cechella Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEOLOGO

OBRA / SONDAGEM: SP-4

ESCALA	DATA
1:125	

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

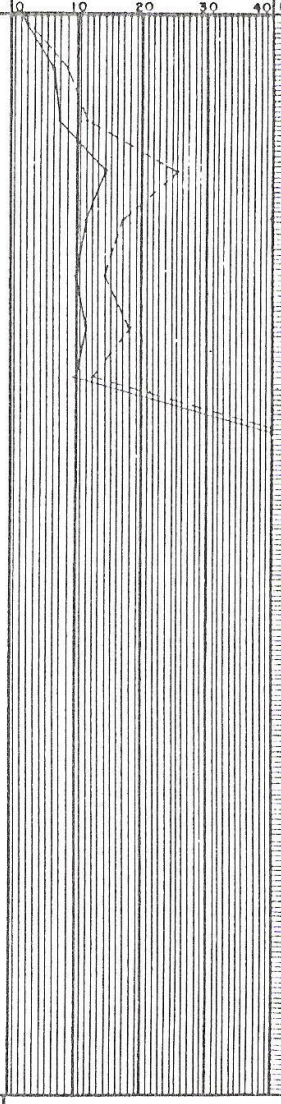
CLIENTE: ENSUL Engenharia Ltda
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-5 COTA: - 0,70 m

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º e 2º PENETRAÇÃO
– – – – 2º e 3º PENETRAÇÃO

REVESTIMENTO Øi= 2 1/2"(1,70m)
AMOSTRADOR Ø INT. (1"3/8) 35 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm
PESO 65 Kg ALT QUEDA 75 cm

COTA EM RELAÇÃO R.N. / NIVEL D'AGUA	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	Nº DE GOLPES 1º E 2º	Nº DE GOLPES 2º E 3º	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
	①		2	2	Argila siltosa; vermelho escuro; pouco orgânica; fragmentos de cerâmica e argamassa; plástica quando úmida; consistência muito mole a média;
	②		7	9	
	③	1,70	8	12	
	④		15	26	
	⑤		12	17	
	⑥		10	15	
	⑦		12	18	Argila siltosa; vermelho escuro; pouco friável à plástica (quando úmida); resquícios de rocha vulcânica (basalto??) bastante alterados; consistência rija a dura;
	⑧		10	13	
	⑨	7,70	30/15	-	Rocha vulcânica (basalto ??) alterada; cinza claro; friável a cristalina; consistência dura;
		8,90			LIMITE DE SONDAGEM PROF.: 8,90 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO



PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

PROFUNDIDADE DO NIVEL D'AGUA (m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	-
EM: 17.12.94	EM: -

*não foi encontrado até 1,00m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:
Ari Cuchetta Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEOLOGO

OBRA / SONDAGEM: SP-5

ESCALA	DATA
1:125	

GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA: Prédio Residencial
LOCAL: Rua São Paulo - Ijuí - RS

SONDAGEM: SP-6 **COTA:** - 5,80 m

PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)
——— 1º e 2º PENETRAÇÃO
– – – – 2º e 3º PENETRAÇÃO

REVESTIMENTO Øi= 2 1/2"(2,00m)
AMOSTRADOR Ø INT. (1"3/8) 36 mm Ø EXT. (2") 50.8 mm
PESO: 65 Kg ALT. QUEDA: 75 cm

COTA EM RELAÇÃO R.N. / NIVEL D'AGUA	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	Nº DE GOLPES 1º E 2º	Nº DE GOLPES 2º E 3º	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL
	①	0,80	4	9	Argila siltosa com fragmentos de rocha; orgânica; marron escuro; consistência média;
	②		27	34	
	③		25	34	
	④	3,40	27/15	-	Rocha vulcânica (basalto ??) alterada; cinza claro; friável a cristalina; consistência dura;

GRAFICO: 0 10 20 30 40

PROFUNDIDADE EM METROS: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

LIMITE DE SONDAGEM
PROF.: 3,40 m
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO

PROFUNDIDADE DO NIVEL D'AGUA (m)	
INICIAL	FINAL
*NFE	-
EM: 18.12.94	EM: -

*não foi encontrado até 1,00m.

RESPONSAVEL TÉCNICO:
Ari Cechella Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEOLOGO

OBRA / SONDAGEM	
SP-6	
ESCALA	DATA
1:125	

GEOCENTRO
GEOLOGIA, ENGENHARIA & ESTAQUEAMENTO LTDA.

RUA TUIUTI Nº 940 FONE 222-1340 - SANTA MARIA - RS

Santa Maria, 11 de janeiro de 1995.

CLIENTE: ENSUL Engenharia
OBRA : Prédio Residencial
LOCAL : Rua São Paulo - Ijuí - RS
ASSUNTO: Análise genérica sobre as condições de fundação

RELATÓRIO

1. INTRODUÇÃO

O presente relatório contém nossa análise sobre as condições de fundação do subsolo em questão, onde foram executadas as sondagens cujos perfis o acompanham, considerando-se as condições naturais e atuais do terreno.

2. RECOMENDAÇÃO SOBRE AS FUNDAÇÕES

Considerando-se as características do subsolo descrito, recomenda-se o emprego de fundações indiretas profundas(estacas) com propagação das tensões pela base (moldadas no local) ou estacas escavadas, apoiadas na camada de rocha vulcânica alterada, onde o número de golpes para a 1ª e 2ª penetrações do amostrador seja proporcionalmente superior a 45.

Na área de abrangência da sondagem SP-6, as estacas devem ter no mínimo 4,00 m de profundidade.

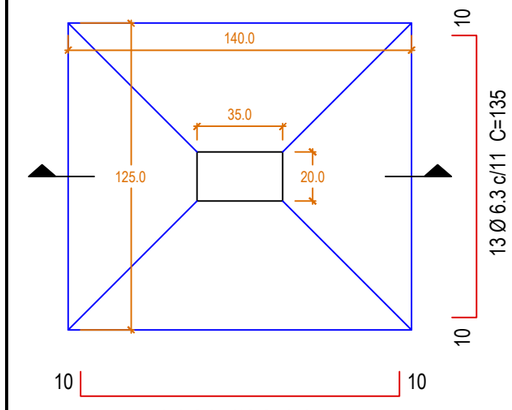
Sem mais para o momento

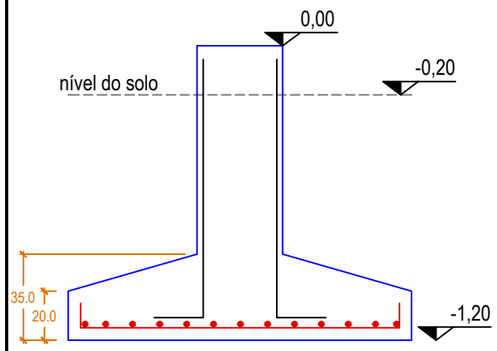
Atenciosamente

Ari Cechetto Junior
CREA - 50527 CPF 270 933 100-44
GEÓLOGO

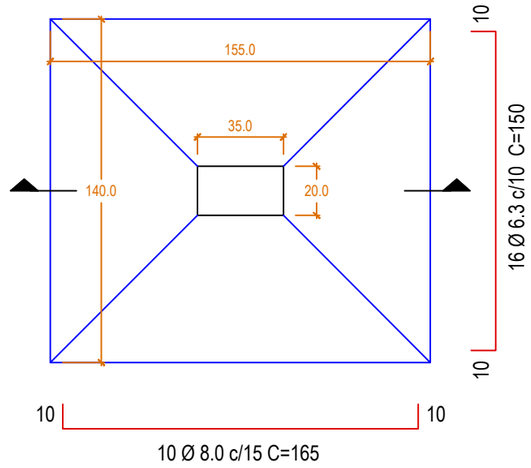
ANEXO E

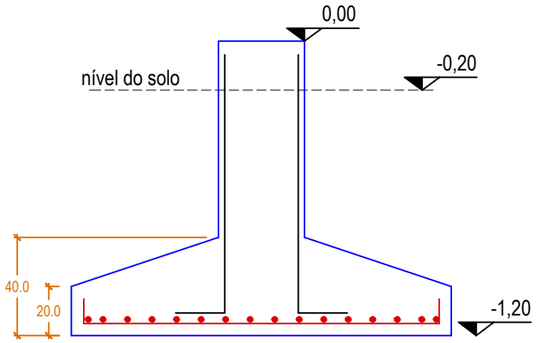
SP1, SP6, SP23, SP28



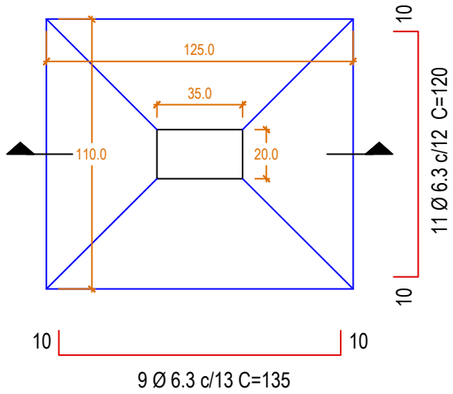


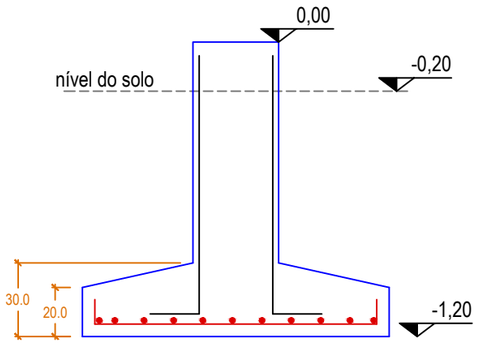
SP2, SP5, SP24, SP27



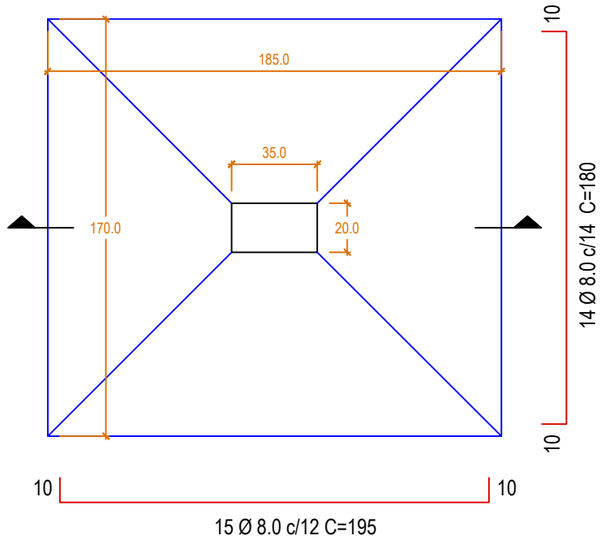


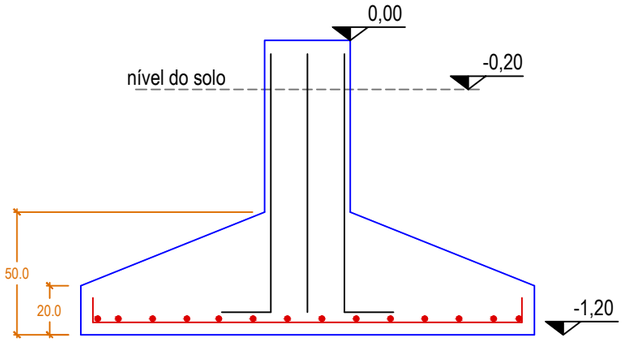
SP3, SP4, SP25, SP26



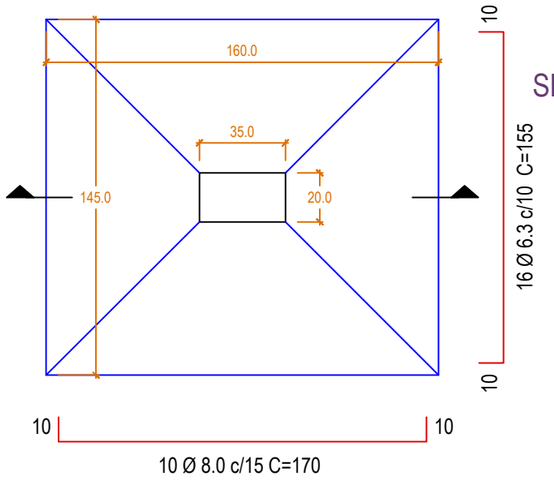


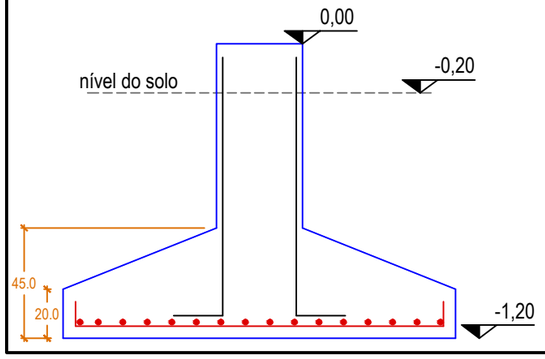
SP11, SP12, SP17, SP18



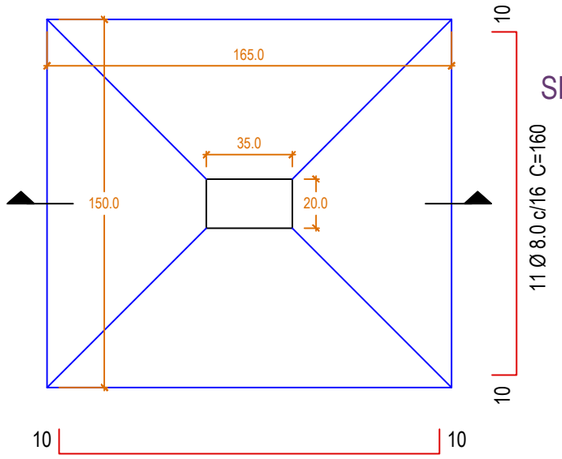


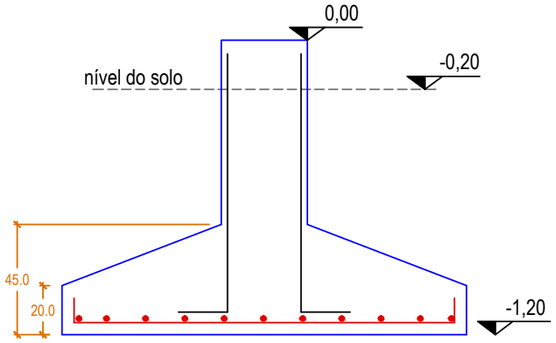
SP20





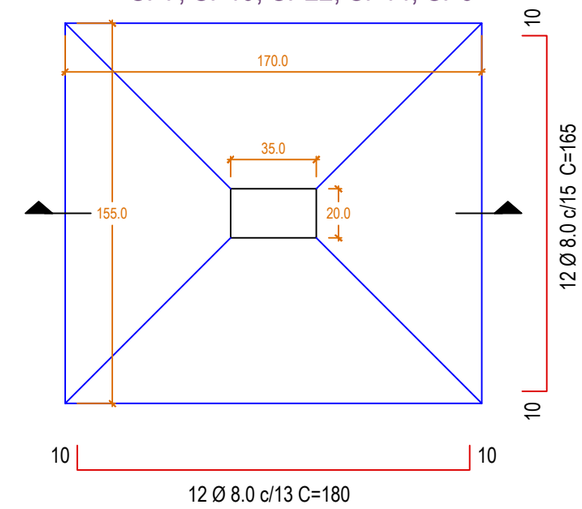
SP21

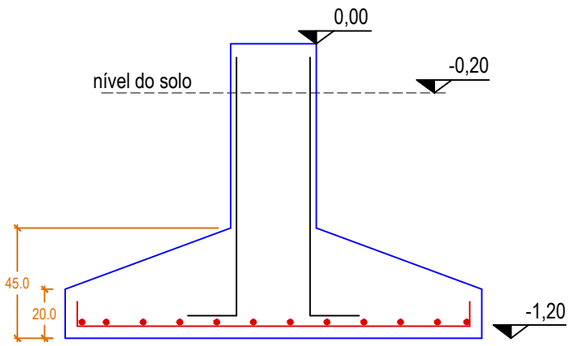




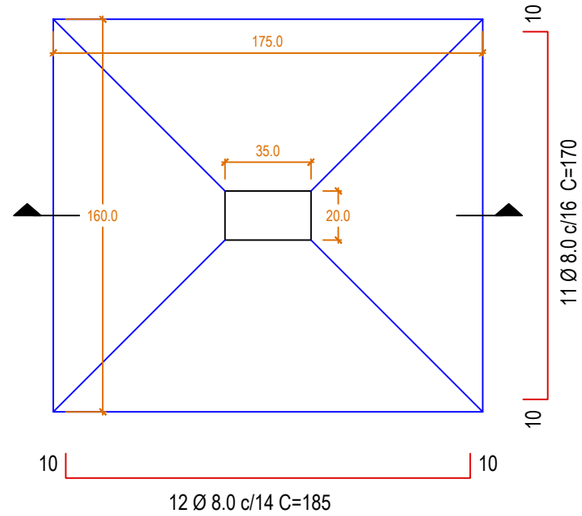
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
CONTEÚDO DETALHAMENTO DAS SAPATAS			
	Desenho Rafael Tizott	Escala 1:25	Área (m²) -

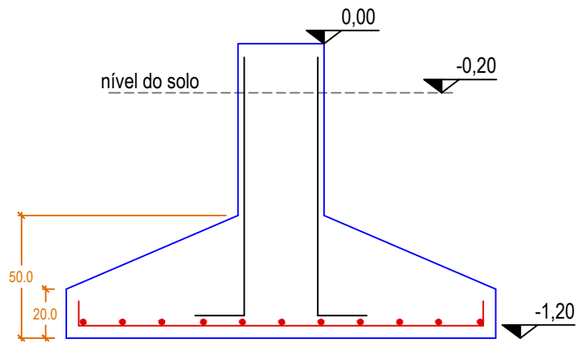
SP7, SP19, SP22, SP14, SP8



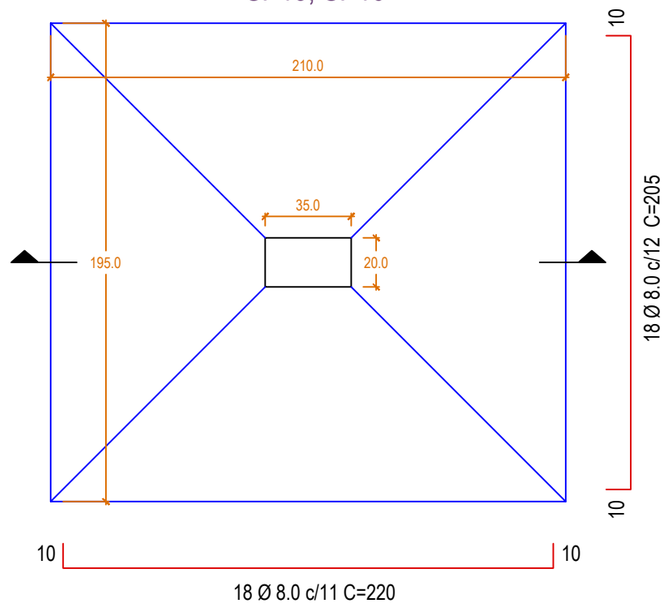


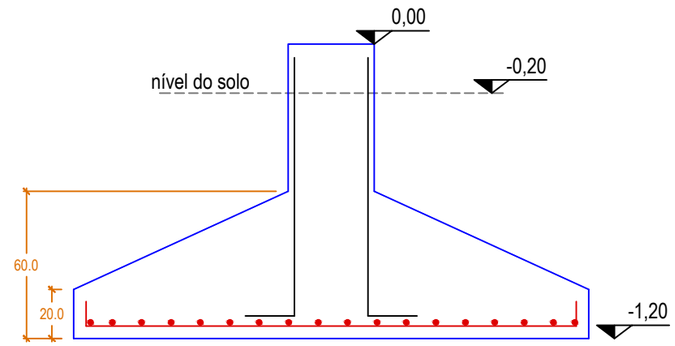
SP10, SP15, SP9





SP13, SP16





Resumo global do aço para sapatas

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	292.4	78.8
	8.0	866.6	376.5
PESO TOTAL			
CA50	455.3		

Vol. de concreto total (C-25) = 18.65 m³
Área de forma total = 11.34 m²

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

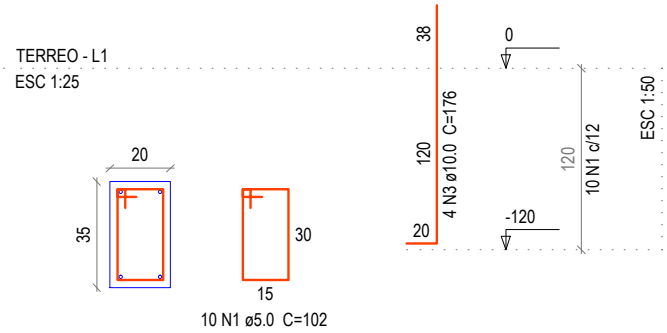
CONTEÚDO

DETALHAMENTO DAS SAPATAS

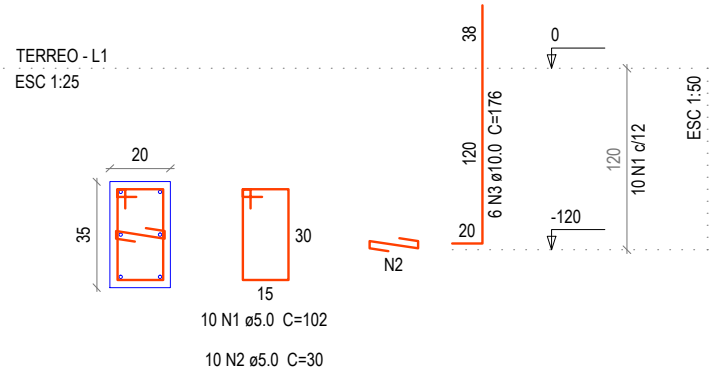
Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:25	-

ANEXO F

P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10=P13=P14
=P15=P16=P19=P20=P21=P22=P23=P24=P25
=P26=P27=P28



P11=P12=P17=P18



Relação do aço

24xP1 4xP11

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	280	102	28560
	2	5.0	40	30	1200
CA50	3	10.0	120	176	21120

Resumo global do aço para pilares do pavimento térreo			
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	10.0	211.2	143.2
CA60	5.0	297.6	50.5
PESO TOTAL			
CA50	143.2		
CA60	50.5		

Vol. de concreto total (C-25) = 2.35 m³
Área de forma total = 36.96 m²

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

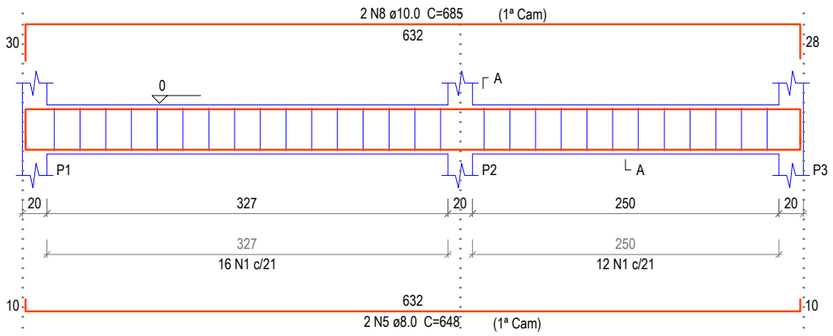
CONTEÚDO

PILARES DO PAVIMENTO TÉRREO

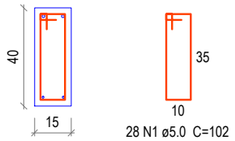
Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

ANEXO G

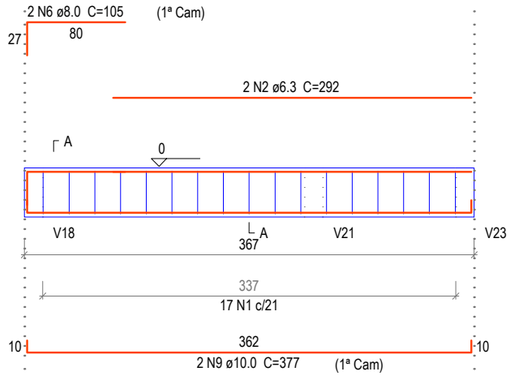
V1 (15 x 40)
ESC 1:50



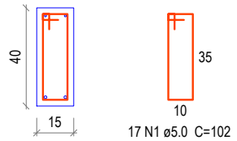
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



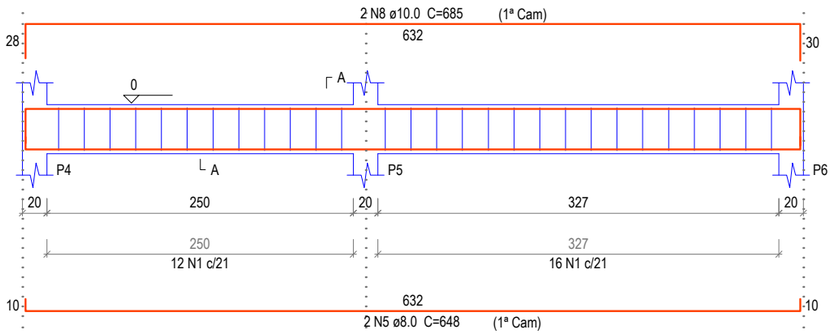
V3 (15 x 40)
ESC 1:50



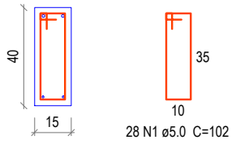
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



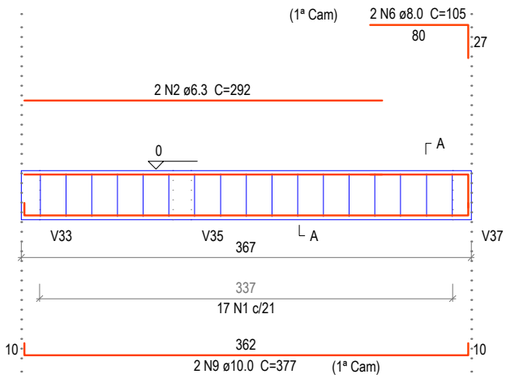
V2 (15 x 40)
ESC 1:50



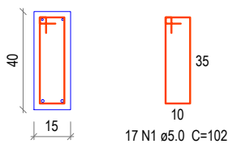
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



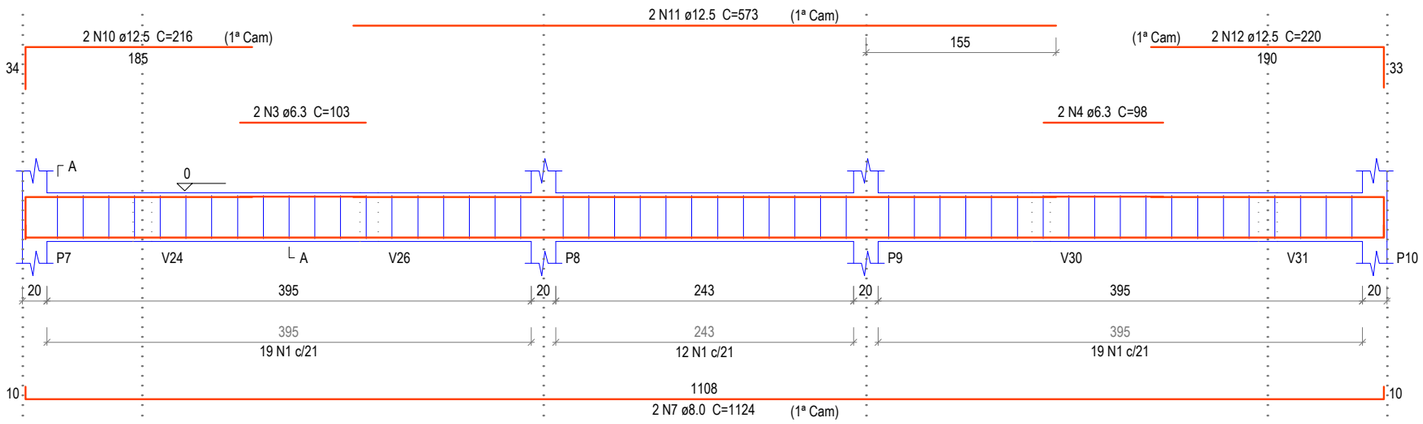
V4 (15 x 40)
ESC 1:50



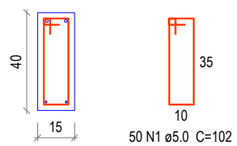
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



V5 (15 x 40)
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



Relação do aço

V1 V2 V3
V4 V5

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	140	102	14280
CA50	2	6.3	4	292	1168
	3	6.3	2	103	206
	4	6.3	2	98	196
	5	8.0	4	648	2592
	6	8.0	4	105	420
	7	8.0	2	1124	2248
	8	10.0	4	685	2740
	9	10.0	4	377	1508
	10	12.5	2	216	432
	11	12.5	2	573	1146
	12	12.5	2	220	440

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	15.7	4.2
	8.0	52.6	22.8
	10.0	42.5	28.8
	12.5	20.2	21.4
CA60	5.0	142.8	24.2
PESO TOTAL			
CA50	77.3		
CA60	24.2		

Vol. de concreto total (C-25) = 1.87 m³
Área de forma total = 29.65 m²

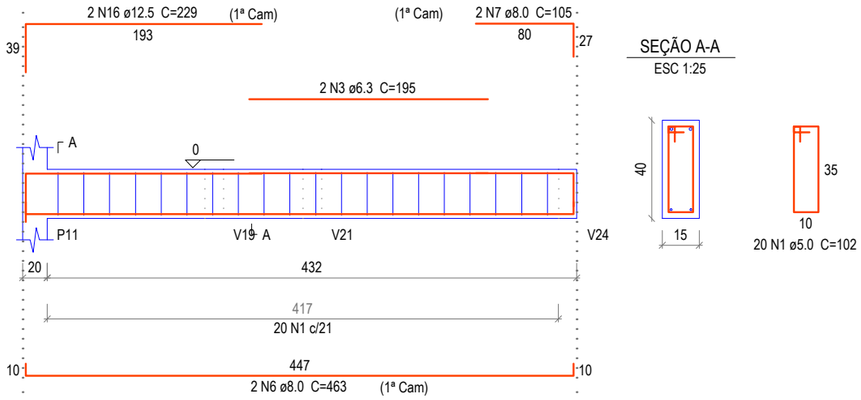
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

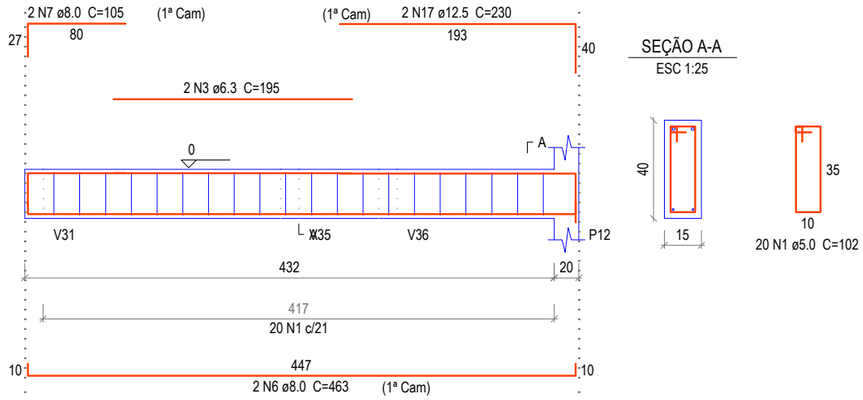
V6 (15 x 40)

ESC 1:50



V7 (15 x 40)

ESC 1:50



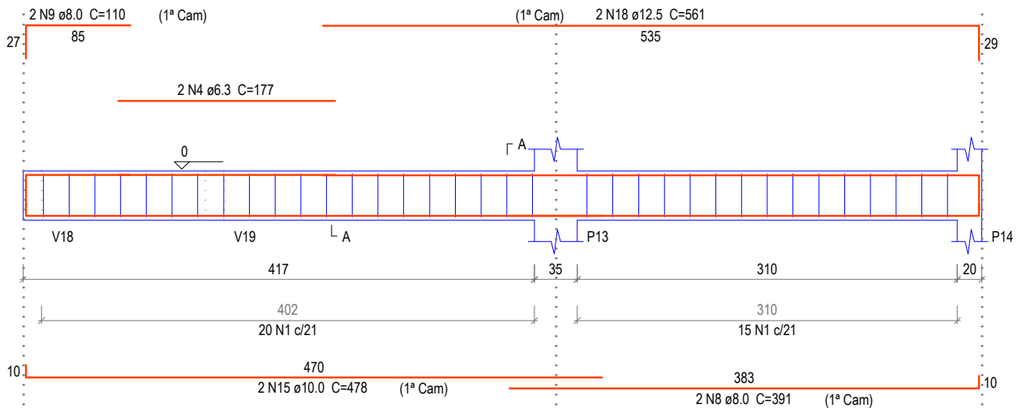
Relação do aço

V6 V7 V8
V9 V11 V20

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	118	102	12036
	2	5.0	14	102	1428
CA50	3	6.3	4	195	780
	4	6.3	4	177	708
	5	6.3	2	133	266
	6	8.0	4	463	1852
	7	8.0	4	105	420
	8	8.0	4	391	1564
	9	8.0	4	110	440
	10	8.0	2	294	588
	11	8.0	2	116	232
	12	8.0	2	106	212
	13	8.0	2	203	406
	14	8.0	2	237	474
	15	10.0	4	478	1912
	16	12.5	2	229	458
	17	12.5	2	230	460
	18	12.5	2	561	1122
	19	12.5	2	560	1120

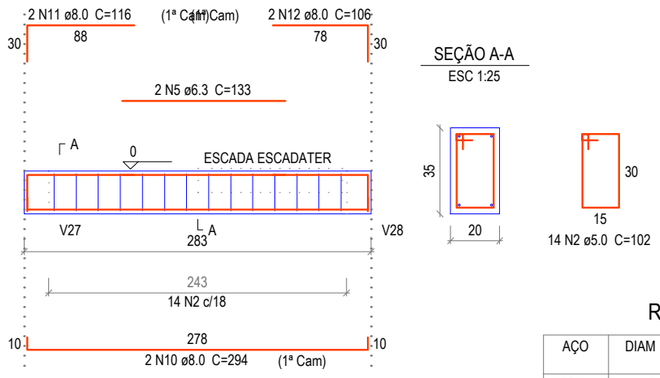
V8 (15 x 40)

ESC 1:50



V11 (20 x 35)

ESC 1:50



Resumo do aço

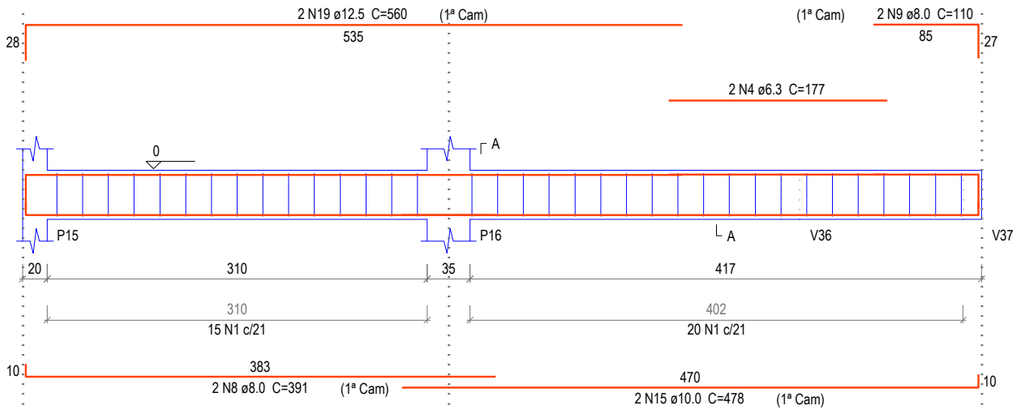
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	17.6	4.7
	8.0	61.9	26.9
	10.0	19.2	13
	12.5	31.6	33.5
CA60	5.0	134.7	22.8

PESO TOTAL	
CA50	78
CA60	22.8

Vol. de concreto total (C-25) = 1.79 m³
Área de forma total = 27.81 m²

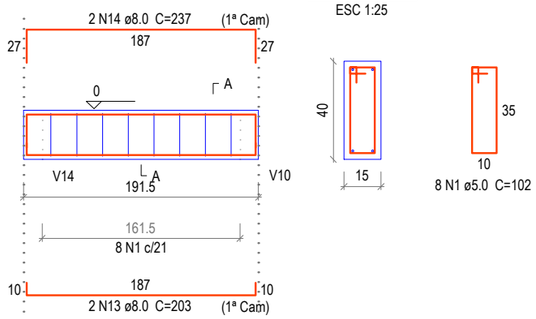
V9 (15 x 40)

ESC 1:50



V20 (15 x 40)

ESC 1:50



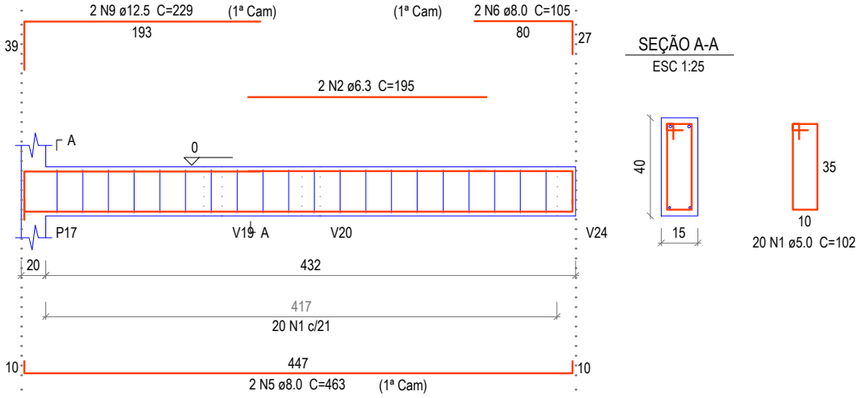
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

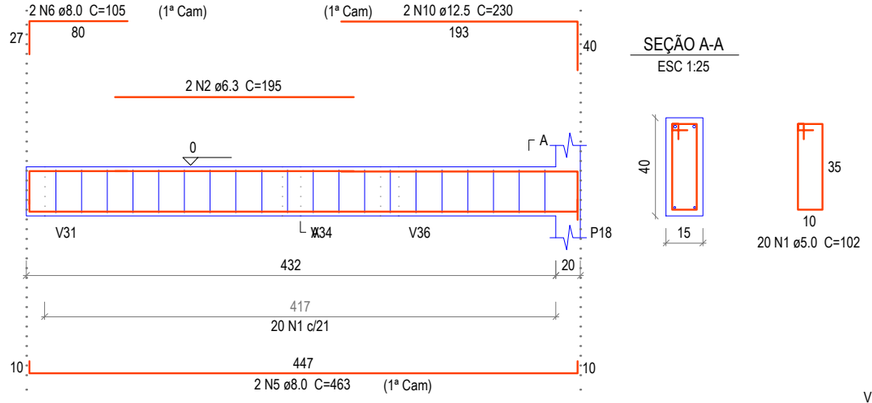
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

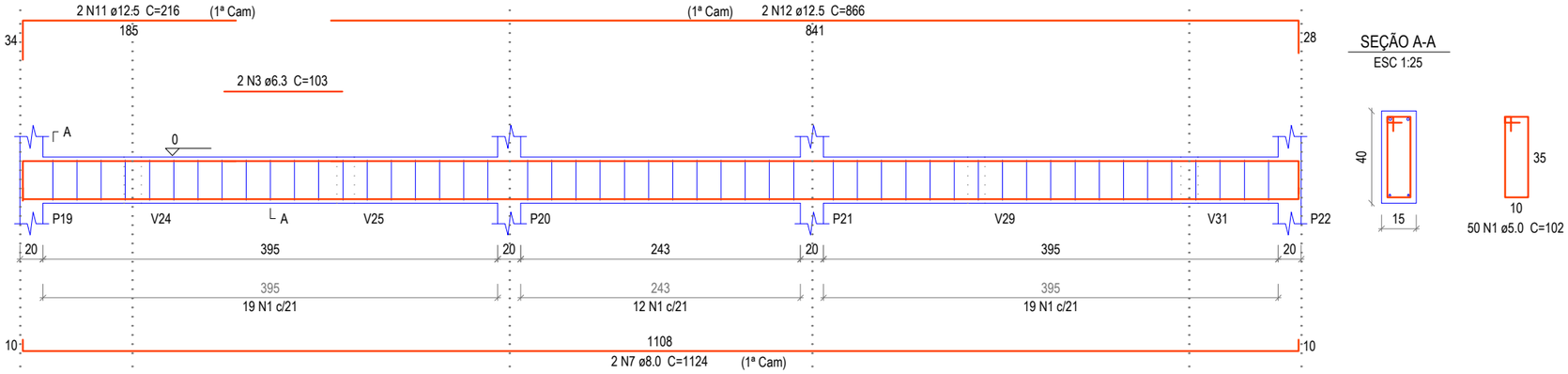
V10 (15 x 40)
ESC 1:50



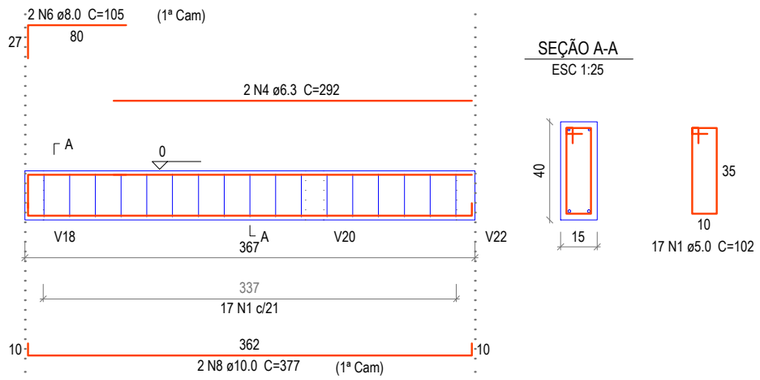
V12 (15 x 40)
ESC 1:50



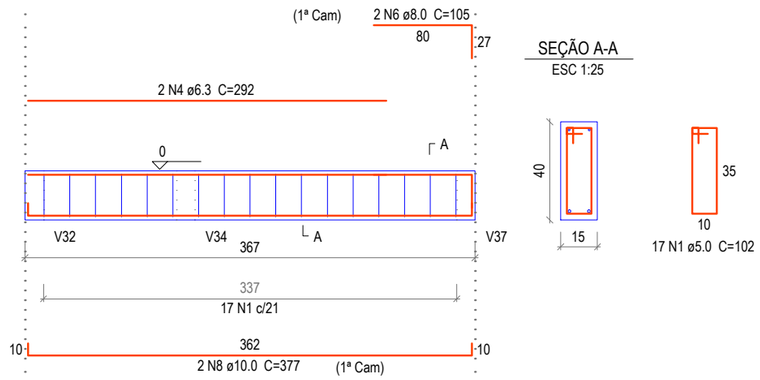
V13 (15 x 40)
ESC 1:50



V14 (15 x 40)
ESC 1:50



V15 (15 x 40)
ESC 1:50



Relação do aço

V10 V12 V13
V14 V15

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	124	102	12648
CA50	2	6.3	4	195	780
	3	6.3	2	103	206
	4	6.3	4	292	1168
	5	8.0	4	463	1852
	6	8.0	8	105	840
	7	8.0	2	1124	2248
	8	10.0	4	377	1508
	9	12.5	2	229	458
	10	12.5	2	230	460
	11	12.5	2	216	432
	12	12.5	2	866	1732

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	21.6	5.8
	8.0	49.4	21.4
	10.0	15.1	10.2
	12.5	30.9	32.7
CA60	5.0	126.5	21.4
PESO TOTAL			
CA50	70.1		
CA60	21.4		

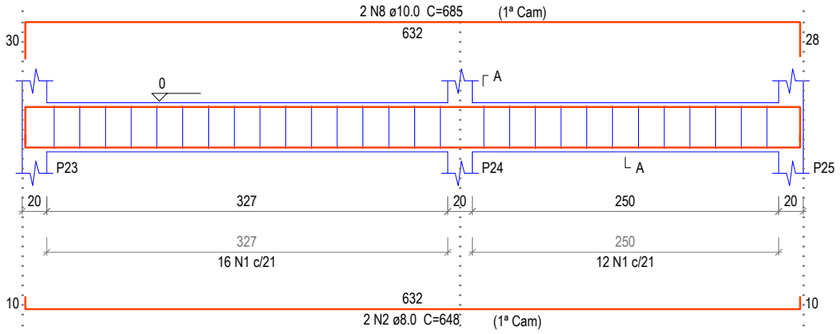
Vol. de concreto total (C-25) = 1.65 m³
Área de forma total = 26.13 m²

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

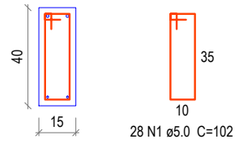
CONTEÚDO
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

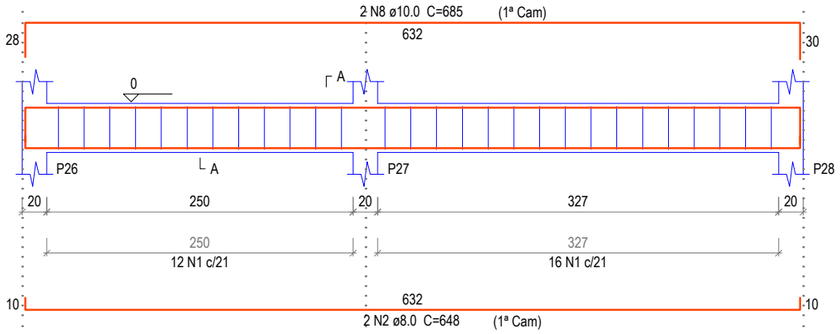
V16 (15 x 40)
ESC 1:50



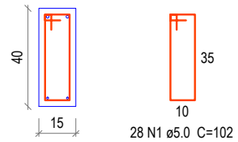
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



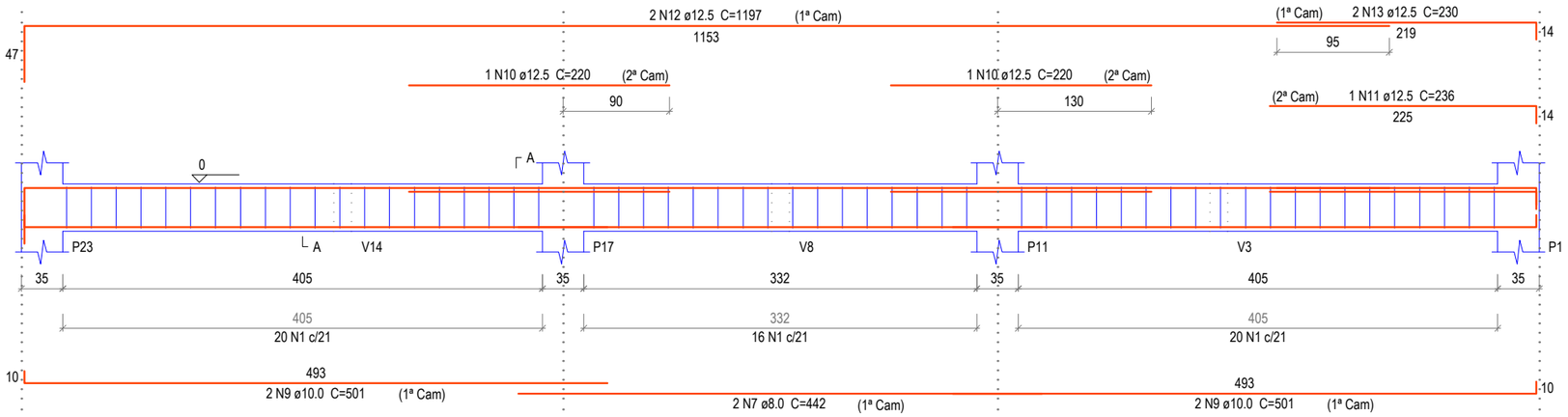
V17 (15 x 40)
ESC 1:50



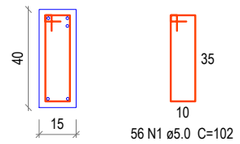
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



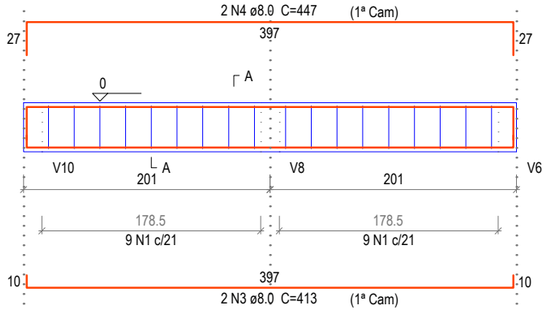
V18 (15 x 40)
ESC 1:50



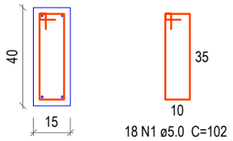
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



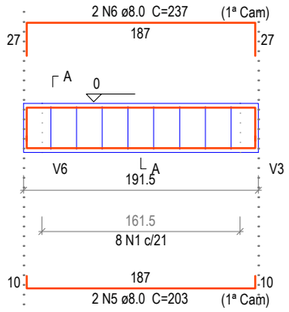
V19 (15 x 40)
ESC 1:50



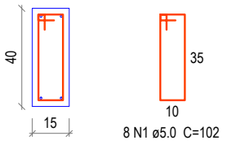
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



V21 (15 x 40)
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



Relação do aço

V16 V17 V18
V19 V21

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	138	102	14076
CA50	2	8.0	4	648	2592
	3	8.0	2	413	826
	4	8.0	2	447	894
	5	8.0	2	203	406
	6	8.0	2	237	474
	7	8.0	2	442	884
	8	10.0	4	685	2740
	9	10.0	4	501	2004
	10	12.5	2	220	440
	11	12.5	1	236	236
	12	12.5	2	1197	2394
	13	12.5	2	230	460

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	60.8	26.4
	10.0	47.5	32.2
	12.5	35.3	37.4
CA60	5.0	140.8	23.9

PESO TOTAL	
CA50	96
CA60	23.9

Vol. de concreto total (C-25) = 1.89 m³
Área de forma total = 29.92 m²

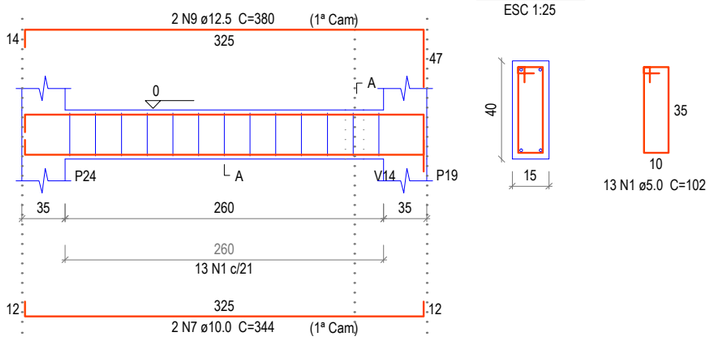
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

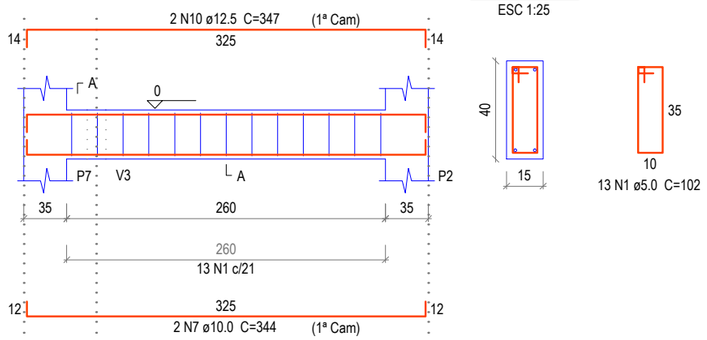
V22 (15 x 40)

ESC 1:50



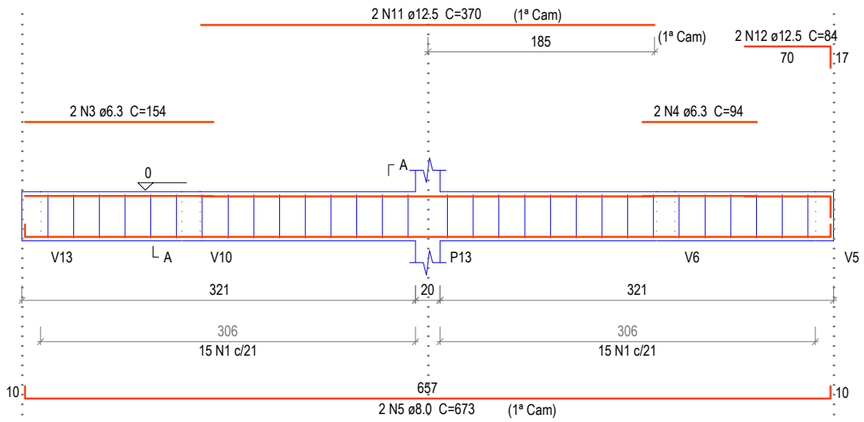
V23 (15 x 40)

ESC 1:50



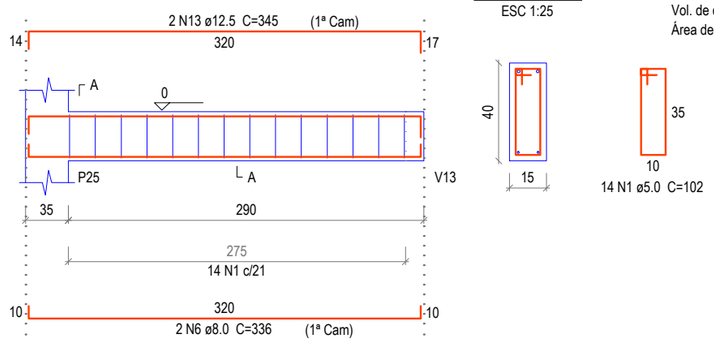
V24 (15 x 40)

ESC 1:50



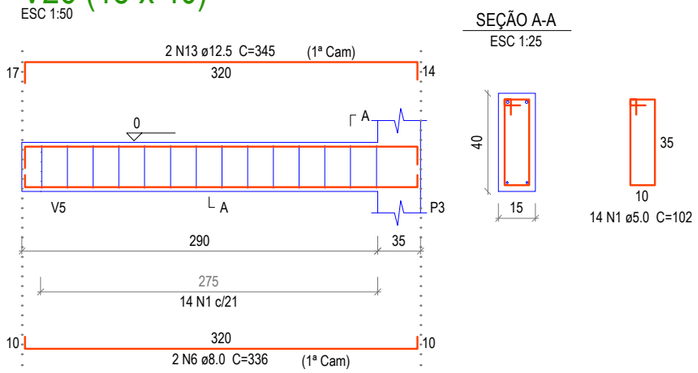
V25 (15 x 40)

ESC 1:50



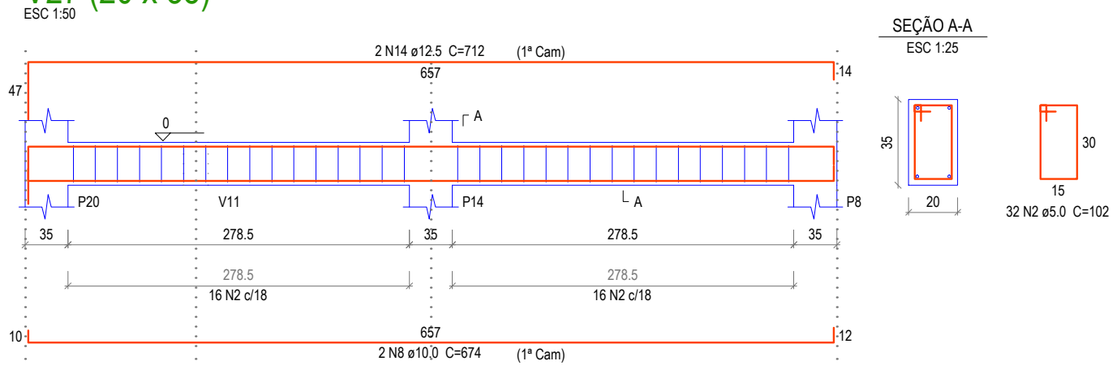
V26 (15 x 40)

ESC 1:50



V27 (20 x 35)

ESC 1:50



Relação do aço

V22 V23 V24
V25 V26 V27

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	84	102	8568
	2	5.0	32	102	3264
CA50	3	6.3	2	154	308
	4	6.3	2	94	188
	5	8.0	2	673	1346
	6	8.0	4	336	1344
	7	10.0	4	344	1376
	8	10.0	2	674	1348
	9	12.5	2	380	760
	10	12.5	2	347	694
	11	12.5	2	370	740
	12	12.5	2	84	168
	13	12.5	4	345	1380
	14	12.5	2	712	1424

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	5	1.3
	8.0	26.9	11.7
	10.0	27.3	18.5
	12.5	51.7	54.7
CA60	5.0	118.4	20.1
PESO TOTAL			
CA50	86.2		
CA60	20.1		

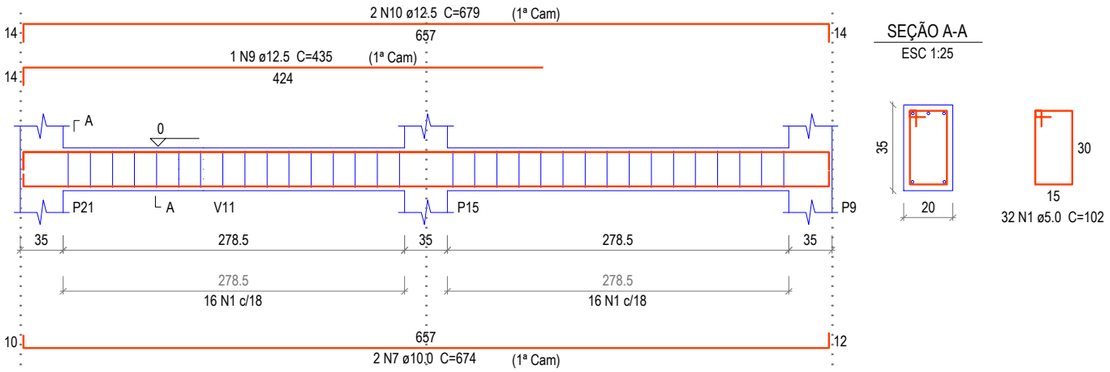
Vol. de concreto total (C-25) = 1.65 m³
Área de forma total = 24.69 m²

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

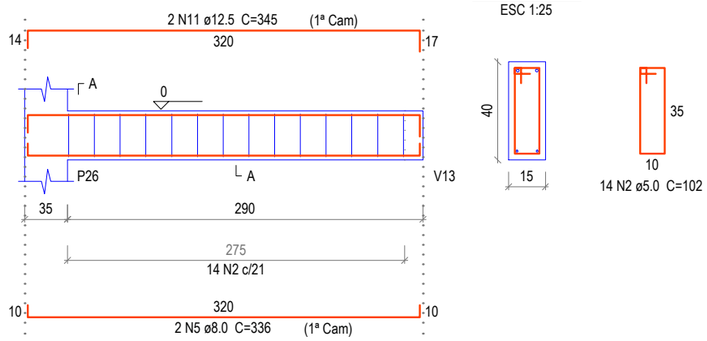
CONTEÚDO
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

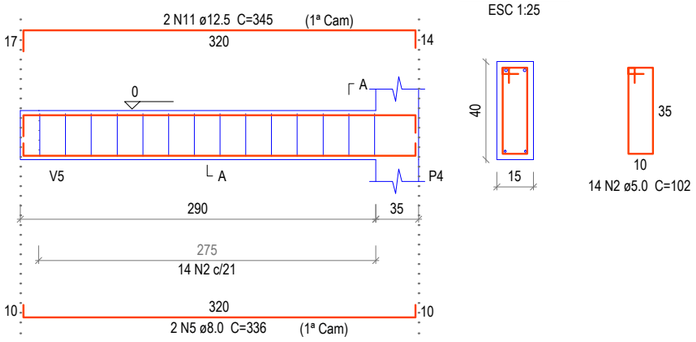
V28 (20 x 35)
ESC 1:50



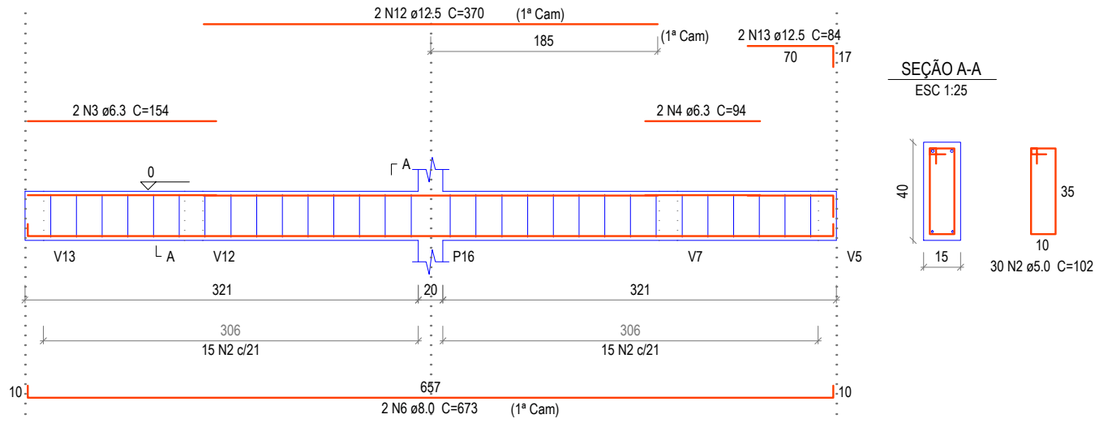
V29 (15 x 40)
ESC 1:50



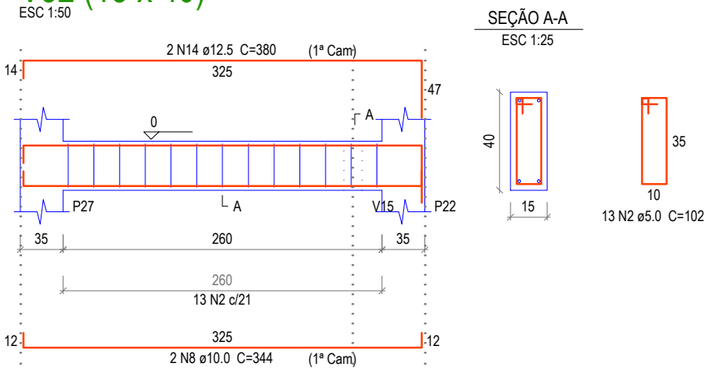
V30 (15 x 40)
ESC 1:50



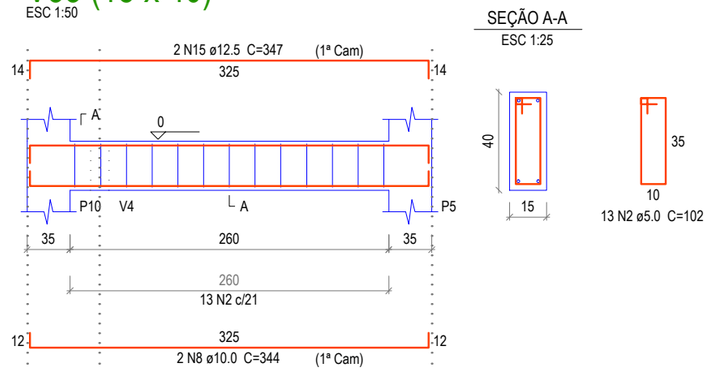
V31 (15 x 40)
ESC 1:50



V32 (15 x 40)
ESC 1:50



V33 (15 x 40)
ESC 1:50



Relação do aço

V28 V29 V30
V31 V32 V33

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	32	102	3264
	2	5.0	84	102	8568
CA50	3	6.3	2	154	308
	4	6.3	2	94	188
	5	8.0	4	336	1344
	6	8.0	2	673	1346
	7	10.0	2	674	1348
	8	10.0	4	344	1376
	9	12.5	1	435	435
	10	12.5	2	679	1358
	11	12.5	4	345	1380
	12	12.5	2	370	740
	13	12.5	2	84	168
	14	12.5	2	380	760
	15	12.5	2	347	694

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	5	1.3
	8.0	26.9	11.7
	10.0	27.3	18.5
	12.5	55.4	58.7
CA60	5.0	118.4	20.1
PESO TOTAL			
CA50	90.1		
CA60	20.1		

Vol. de concreto total (C-25) = 1.65 m³
Área de forma total = 24.69 m²

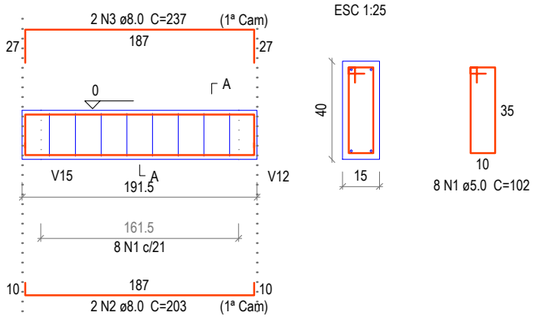
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO
VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

V34 (15 x 40)

ESC 1:50

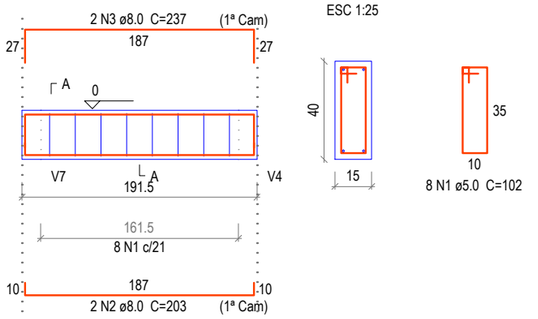


SEÇÃO A-A

ESC 1:25

V35 (15 x 40)

ESC 1:50

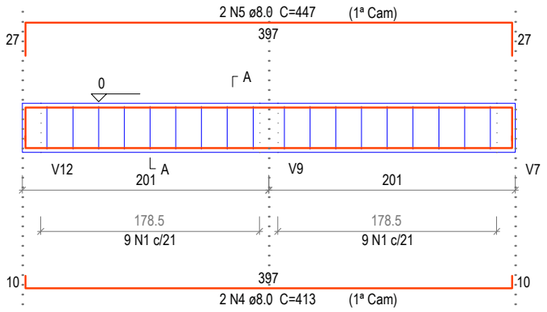


SEÇÃO A-A

ESC 1:25

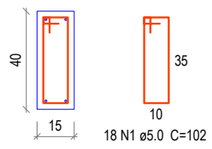
V36 (15 x 40)

ESC 1:50



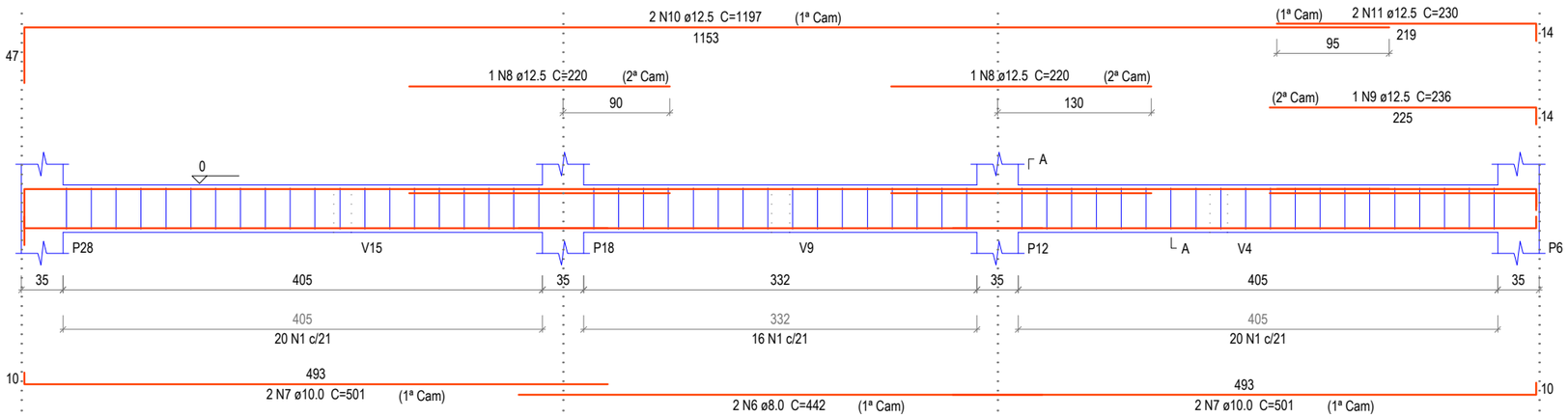
SEÇÃO A-A

ESC 1:25



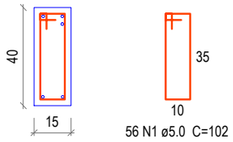
V37 (15 x 40)

ESC 1:50



SEÇÃO A-A

ESC 1:25



Resumo global do aço para vigas do pavimento térreo

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	64.7	17.4
	8.0	322.1	139.8
	10.0	198.7	134.7
	12.5	260.3	275.7
CA60	5.0	873.2	148

PESO TOTAL	
CA50	567.7
CA60	148

Vol. de concreto total (C-25) = 11.74 m³
Área de forma total = 182.54 m²

Relação do aço

V34 V35 V36
V37

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	90	102	9180
CA50	2	8.0	4	203	812
	3	8.0	4	237	948
	4	8.0	2	413	826
	5	8.0	2	447	894
	6	8.0	2	442	884
	7	10.0	4	501	2004
	8	12.5	2	220	440
	9	12.5	1	236	236
	10	12.5	2	1197	2394
	11	12.5	2	230	460

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	43.7	18.9
	10.0	20.1	13.6
	12.5	35.3	37.4
CA60	5.0	91.8	15.6

PESO TOTAL	
CA50	69.9
CA60	15.6

Vol. de concreto total (C-25) = 1.24 m³
Área de forma total = 19.64 m²

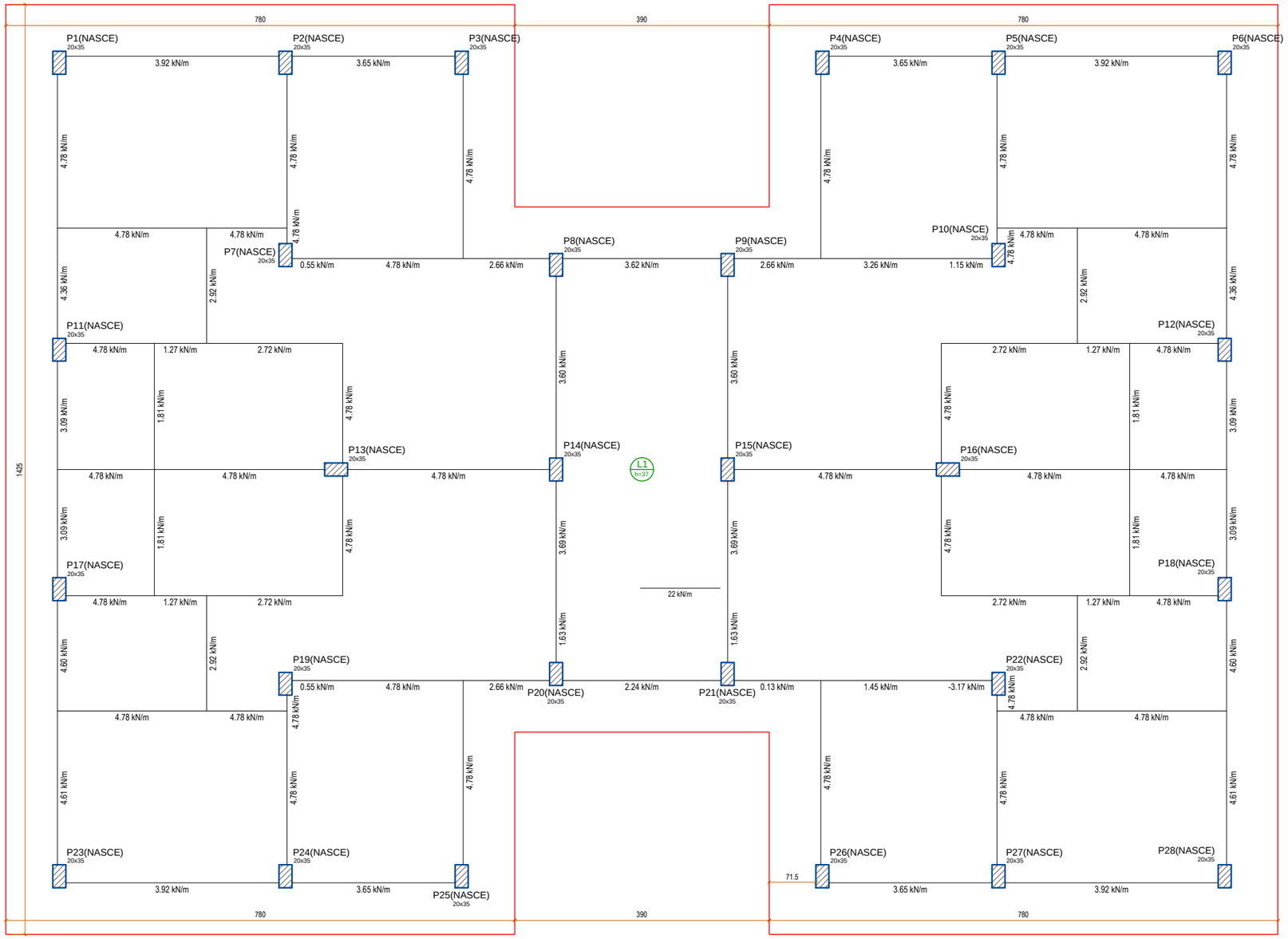
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO (VIGAS DE FUNDAÇÃO)

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	Indicada	-

ANEXO H



Forma do pavimento Terreo
escala 1:75

Lajes

Dados						Sobrecarga (kN/m²)	
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kN/m²)	Total	Localizada
L1	Maciça	37	0	0	9.25	2.20	sim

Área de lajes

Tipo	Altura (cm)	Bloco de Enchimento	Área (m²)
Maciça	37	-	253.70

Pilares

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20 x 35	0	0
P2	20 x 35	0	0
P3	20 x 35	0	0
P4	20 x 35	0	0
P5	20 x 35	0	0
P6	20 x 35	0	0
P7	20 x 35	0	0
P8	20 x 35	0	0
P9	20 x 35	0	0
P10	20 x 35	0	0
P11	20 x 35	0	0
P12	20 x 35	0	0
P13	20 x 35	0	0
P14	20 x 35	0	0
P15	20 x 35	0	0
P16	20 x 35	0	0
P17	20 x 35	0	0
P18	20 x 35	0	0
P19	20 x 35	0	0
P20	20 x 35	0	0
P21	20 x 35	0	0
P22	20 x 35	0	0
P23	20 x 35	0	0
P24	20 x 35	0	0
P25	20 x 35	0	0
P26	20 x 35	0	0
P27	20 x 35	0	0
P28	20 x 35	0	0

Legenda dos Pilares

Pilar que nasce

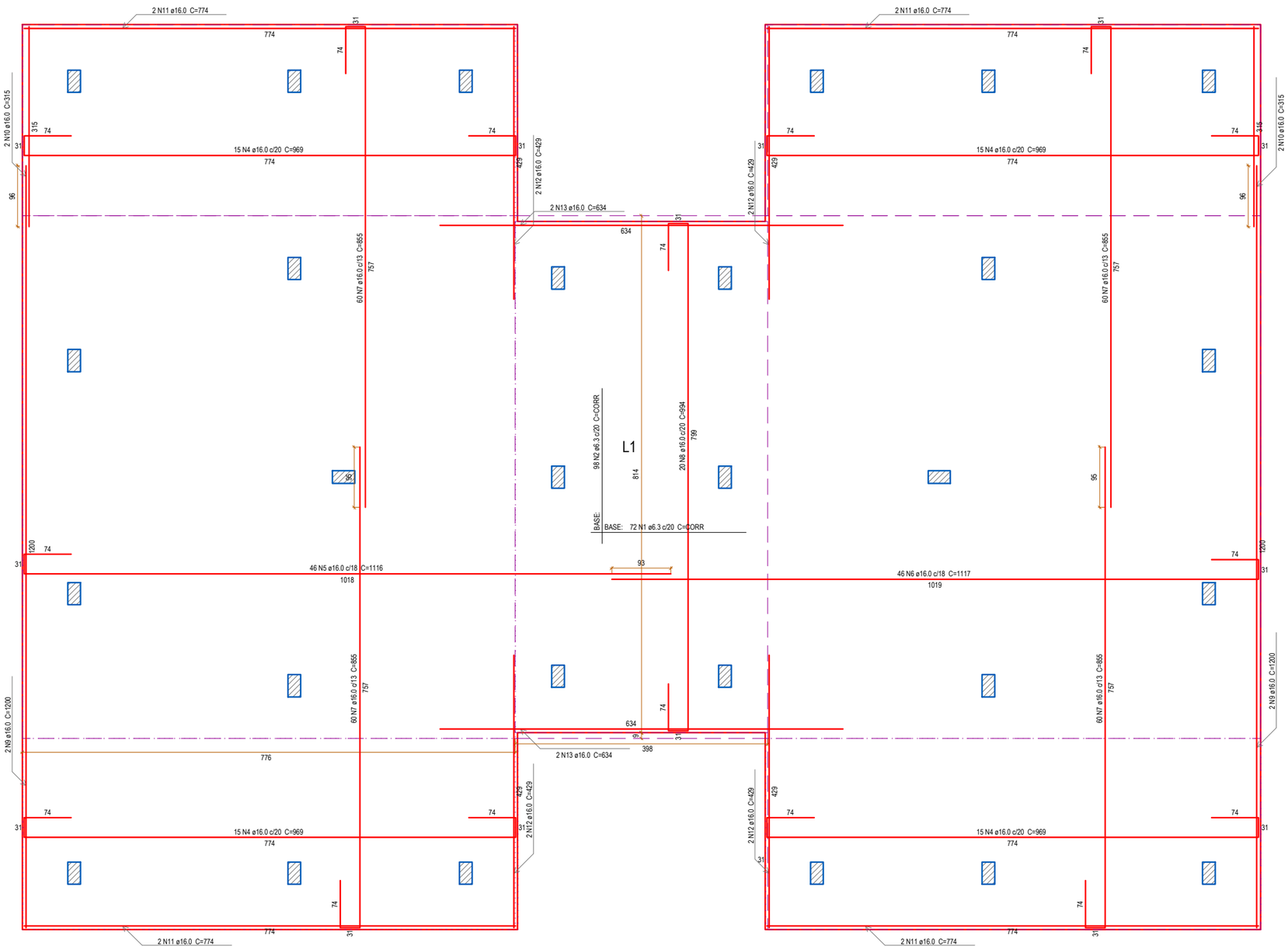
EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

PLANTA DE FORMA - RADIER

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	-

ANEXO I



Armação inferior do radier do pavimento Terreo
escala 1:75

Relação do aço

L1

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	251	CORR	445525
	2	6.3	342	CORR	443232
	3	10.0	140	83	11620
	4	16.0	60	969	58140
	5	16.0	46	1116	51336
	6	16.0	46	1117	51382
	7	16.0	240	855	205200
	8	16.0	20	994	19880
	9	16.0	4	1200	4800
	10	16.0	4	315	1260
	11	16.0	8	774	6192
	12	16.0	8	429	3432
	13	16.0	4	634	2536

Resumo do aço global do radier

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	8887.6	2392.3
	10.0	116.2	78.8
	16.0	4041.6	7016.9

PESO TOTAL (kg)	
CA50	9488

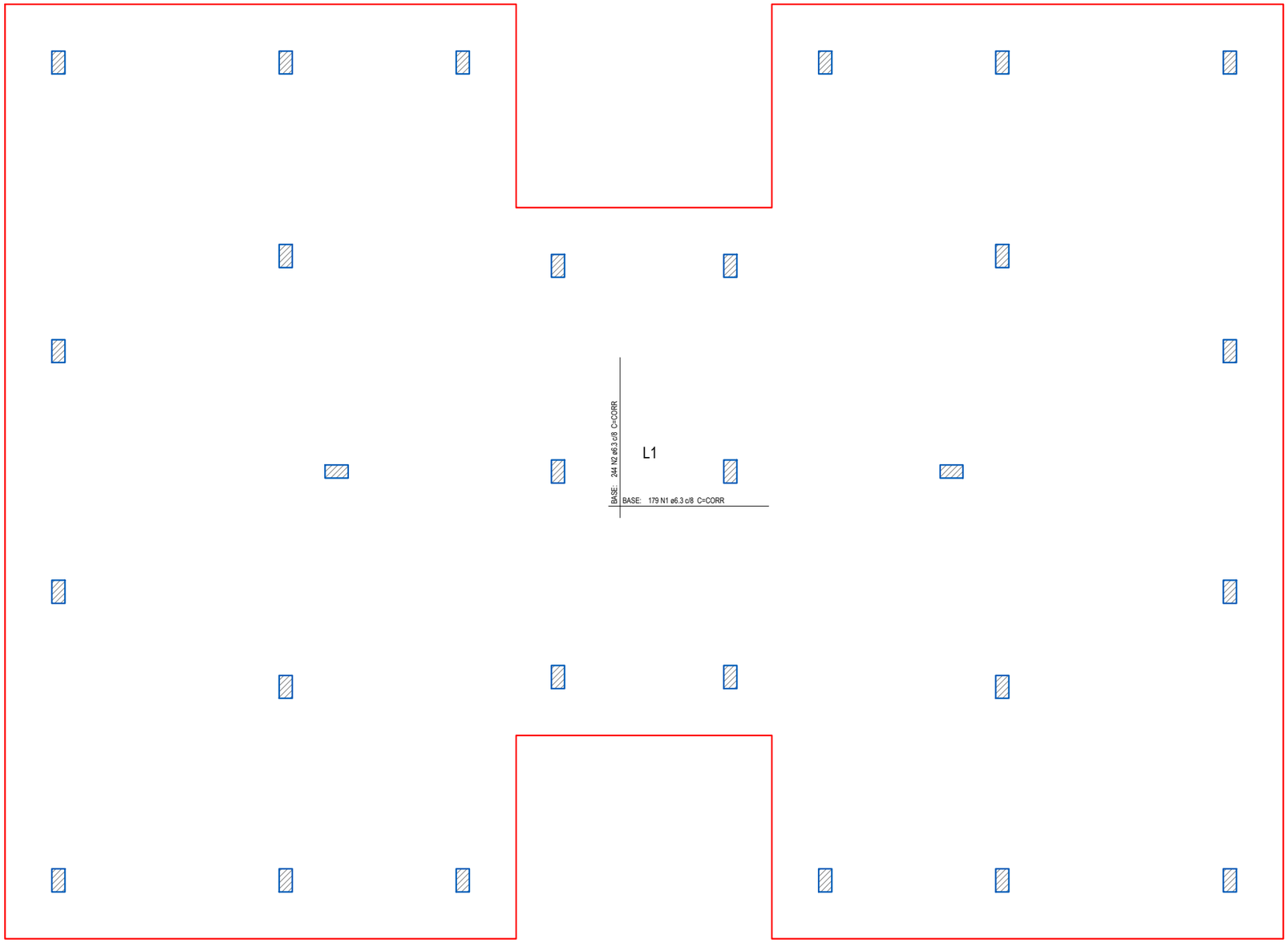
Volume de concreto (C-35) = 93.87 m³
Área de forma = 29.56 m²

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTEÚDO

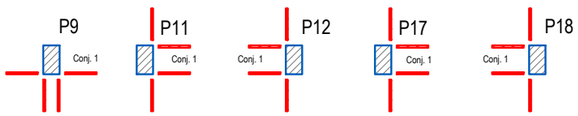
DETALHAMENTO DO RADIER

Desenho	Escala	Área (m²)
Rafael Tizott	1:75	-



Armação superior do radier do pavimento Terreo
escala 1:75

ARMADURA DE PUNÇÃO									
Conjunto	Quant.	Dim. chapa (cm)	Característica dos conectores						
			Aço	Diam. (mm)	Comp. (cm)	Espaç. Pilar (cm)	Espaç. Conectores (cm)	Quant. por chapa	Quant. total
1	20	38.5x2.5	CA50	6.3	32.6	8	12	4	80



Detalhamento de punção e cisalhamento
do radier do pavimento Terreo (Nível 0)
escala 1:75

Esperas dos pilares P1 ao P28
escala 1:75

EDIFÍCIO MODELO - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
CONTEÚDO DETALHAMENTO DO RADIER			
	Desenho Rafael Tizott	Escala 1:75	Área (m²) -