

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

Súlvian Bartz Koch

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR EM
ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO**

Porto Alegre
Novembro 2016

SÚLIVAN BARTZ KOCH

**DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR EM
ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: JEAN MARIE DÉ SIR

Porto Alegre
Novembro 2016

SÚLIVAN BARTZ KOCH

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR
EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE
CONCRETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Professor Relator do trabalho.

Porto Alegre, Novembro de 2016

Prof. Jean Marie Désir
Dr. pelo COPPE / UFRJ,
Orientador

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pelo DECIV / UFRGS
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)
Dr. pelo COPPE / UFRJ

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pelo DECIV / UFRGS

Eng. Manoel Ignácio Xavier Filho (UFRGS)
Bel. pela UFSM

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus que é fiel, mesmo quando eu não sou.

Aos meus pais, irmãos e sobrinha pelo amor e apoio, mesmo quando a distância.

Ao professor Jean Marie, pela disponibilidade da orientação durante todo o trabalho.

Aos meus professores durante o curso, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos meus colegas de curso e disciplinas que compartilharam comigo seus conhecimentos.

Aos amigos que fiz ao longo do curso e aos que deixei de conviver ao longo dos anos, pelos bons momentos.

Aos membros da banca examinadora, pela disposição em atender ao convite.

Por fim, a todos que direta ou indiretamente me ajudaram na realização desse trabalho.

A persistência é o caminho do êxito.

Charles Chaplin

RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento da estrutura de alvenaria estrutural de blocos de concreto de um edifício multifamiliar de dez pavimentos sobre pilotis em concreto armado. O dimensionamento foi executado através da modelação no software TQS Alvest v.13 (2008), o qual representa adequadamente os esforços no edifício, salvo as lajes, que apenas podem ser lançadas como cargas no modelo e, assim, não tem avaliação de flechas ou detalhamento de armaduras. Os principais conceitos sobre segurança, ações, critérios de resistência e dimensionamento foram comentados. Todas as decisões de projeto, análise estrutural e dimensionamento do edifício exemplo são mostradas e os resultados obtidos são analisados. No final são apresentadas as resistências necessárias aos blocos de cada pavimento, além das plantas executivas das fiadas e detalhamento de todos os pavimentos, garantindo assim, um projeto possível de ser executado.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural.
Dimensionamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.....	20
Figura 2 – Desenho esquemático do edifício.....	38
Figura 3 – Planta baixa do apartamento 1 dos pavimentos tipo e cobertura.....	39
Figura 4 – Blocos Estruturais da família 29.....	40
Figura 5 – Primeira Fiada no encontro das paredes 2, 4 3 38	41
Figura 6 – Segunda Fiada no encontro das paredes 2, 4 3 38.....	41
Figura 7 – Paredes estruturais do pavimento tipo e cobertura.....	43
Figura 8 – Subestruturas em X dos pavimento tipo e cobertura.....	45
Figura 9 – Subestruturas em Y dos pavimento tipo e cobertura.....	46
Figura 10 – Reações da laje L1 nas parede do pavimento ático.....	51
Figura 11 – Grupos de paredes (subestruturas) dos pavimentos tipo e cobertura.....	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Traço para argamassa	24
Tabela 2 – Traço para graute	25
Tabela 3 – Valores máximos dos índices de esbeltez	29
Tabela 4 – Envoltória de Carregamentos – subestrutura S2	54
Tabela 5 – Valores de resistência dos blocos de concreto.....	55
Tabela 6 – Casos de carregamentos.....	56
Tabela 7 – Combinações de carregamentos.....	57
Tabela 8 – Valores de resistência dos blocos de concreto.....	58
Tabela 9 – Parâmetros de estabilidade para carregamentos simples de vento.....	59
Tabela 10 – Parâmetros de estabilidade para as combinações de ELU.....	59
Tabela 11 – Deslocamentos máximos.....	59

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

INMETRO – Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFSM – Universidade Federal de Santa Maria

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{bk} : resistência característica do bloco a compressão

φ : ângulo em radianos

H : altura da edificação em metros

F_d : força horizontal equivalente ao desaprumo

ΔP : peso total do pavimento considerado

h_{ef} : altura efetiva

t_{ef} : espessura efetiva

δ : coeficiente calculado de acordo com a tabela 8 da NBR 15961-1 (2011)

t: é a espessura da parede na região entre os enrijecedores

γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação

R_k e F_k : valores característicos de resistência e ação

N_{rd} : força resistente de cálculo

f_d : resistência a compressão de cálculo da alvenaria

A: área da seção resistente

F_d : valor de cálculo para combinação última

γ_g : ponderador de ações permanentes

$F_{G,k}$: valor característico das ações permanentes

γ_q : ponderador de ações variáveis

$F_{Q1,k}$: valor característico de ação variável considerada como principal

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$: valores característicos reduzidos das demais ações variáveis

α : parâmetro de instabilidade

H : altura total do edifício

P : peso total da edificação

EI : rigidez à flexão do sistema de contraventamento

ΔM : acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais

M_1 : momento de primeira ordem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 ASPECTOS HISTÓRICOS.....	14
1.1.1 Antiguidade.....	15
1.1.2 Renascimento europeu e revolução industrial.....	15
1.1.3 Pós-Guerra.....	16
1.1.4 No Brasil.....	16
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA.....	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.3 PRESSUPOSTO	18
2.4 PREMISSA.....	18
2.5 DELIMITAÇÕES... ..	19
2.6 LIMITAÇÕES.....	19
2.7 DELINEAMENTO	19
3 CONCEITOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL	22
3.1 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	22
3.1.1 Blocos.. ..	22
3.1.2 Argamassa.....	23
3.1.3 Graute.....	24
3.1.4 Armaduras.....	25
3.2 MODULAÇÃO.....	26
3.3 CARGAS ATUANTES.....	26
3.3.1 Carregamento Vertical	26
3.3.1.1 Cargas provenientes das lajes	27
3.3.2 Carregamento Horizontal.....	28
3.3.2.1 Ação dos Ventos	28
3.3.2.2 Desaprumo	28
3.4 PARÂMETROS DE PROJETO.....	29
3.4.1 Índice de Esbeltez.....	30
3.4.2 Espessura Efetiva.....	30
3.4.3 Altura Efetiva.....	30
3.5 ESTADO LIMITE.....	30

3.6 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES.....	31
3.7 FUNCIONAMENTO GLOBAL DAS LAJES.....	32
3.8 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO...	32
4 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO.....	35
4.1 INTRODUÇÃO.....	35
4.1.1 Software para modelação.....	36
4.2 DADOS DO EDIFÍCIO.....	37
4.3 MODULAÇÃO E ELABORAÇÃO DAS FIADAS.....	40
4.4 DEFINIÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	42
4.4.1 Paredes Estruturais.....	42
4.4.2 Paredes de Contraventamento.....	44
4.4.3 Lajes.....	47
4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	47
4.5.1 Cargas Verticais.....	47
4.5.2 Ações das Lajes.....	50
4.5.3 Distribuição das Cargas Verticais.....	51
4.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO.....	53
4.6.1 Verificação à tração e cisalhamento.....	55
4.7 ESTABILIDADE GLOBAL.....	56
4.7.1 Casos de carregamentos testados.....	56
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	58
REFERÊNCIAS	60
APENDICE A	61
APENDICE B	68
APENDICE C	86
APENDICE D	92

1 INTRODUÇÃO

Nestes últimos anos houve um grande crescimento do mercado de alvenaria estrutural no país, o que hoje já podemos definir como um mercado “sólido”, ainda assim, além da restrita bibliografia, são poucas as universidades que oferecem disciplinas de alvenaria estrutural e, quando o fazem, geralmente está caracterizada como optativa. Em decorrência disso, o número de profissionais que saem destes cursos com conhecimentos dos métodos de cálculo e execução é reduzido. Por outro lado, com o mercado de alvenaria estrutural em alta, as empresas podem se encontrar na necessidade de contratar profissionais sem a formação necessária para projetar suas obras.

Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003), na utilização da alvenaria estrutural, a alvenaria passa a ter dupla função de servir de vedação e suporte para a edificação, o que é, em princípio, muito bom à economia. Entretanto, a alvenaria, nesse caso, precisa ter sua resistência perfeitamente controlada, de forma a garantir a segurança da edificação. Essa necessidade demanda a utilização de materiais mais resistentes e também uma execução mais cuidadosa, o que evidentemente aumenta o seu custo de produção em relação à alvenaria de vedação. Porém, nos casos usuais, apesar do acréscimo de custo para a produção de alvenaria estrutural, esta técnica apresenta uma relação custo benefício muito melhor em relação às estruturas tradicionais de pilares e vigas.

Contudo, esta vantagem é entendida como um potencial do sistema de alvenaria estrutural e que só se concretiza se as escolhas do projetista forem coerentes e judiciosas para garantir a racionalização almejada em alvenaria estrutural.

Este trabalho tem por objetivo a elaboração do projeto de um edifício de paredes com função estrutural, discutindo os principais critérios utilizados nas decisões tomadas para o caso estudado.

1.1 ASPECTOS HISTÓRICOS

O sistema de alvenaria vem sendo utilizado pela humanidade há milênios, tendo iniciado com a utilização do conhecimento empírico. Até meados do século XIX todas as construções tinham estruturas de alvenaria ou madeira. A história da arquitetura e da construção civil basicamente é o estudo das construções em alvenaria.

Na Babilônia, Egito, Espanha e aqui na América do Sul tijolos eram produzidos com solo argiloso, areia e água, depois eram secados ao sol dando origem ao bloco cerâmico chamado adobe, inicialmente produzidos por simples amassamento e rolamento manual. A cidade de Arg-é Bam é conhecida como a maior estrutura em adobe, construída em meados de 2500 anos a.C. Desde então a produção de tijolos cerâmicos muito evoluiu, mas em algumas regiões do planeta o adobe ainda é produzido.

Uma evolução considerável na produção de tijolos foi a introdução da queima da unidade, inicialmente realizada em fogueiras a lenha improvisadas. A falta de controle na produção levava a uma variação considerável nas dimensões dos tijolos. Certamente um maior ganho de qualidade aconteceu com a introdução de fornos, sendo esses inicialmente simples buracos cavados no solo.

Os romanos produziam blocos queimados em fornos móveis que podiam ser transportados por suas legiões. Nesta época já havia o uso de moldes e prensagem manual.

Em 1619 a primeira máquina para produção de tijolos foi patenteada ocorrendo grande avanço com a introdução do forno tipo Hoffman permitindo a introdução do processo contínuo de produção. Hoje a produção de blocos ocorre de forma totalmente automatizada em todas as fases do processo, desde a mineração, secagem, queima e esfriamento, paletização e entrega.

Técnicas modernas de produção de blocos de excelente qualidade, maior entendimento sobre o comportamento estrutural e conhecimento detalhado sobre o material, permitem hoje que relativa parcela das construções nacionais, de vãos moderados e baixa ou média altura, seja executada em alvenaria estrutural. Para que esse nível fosse alcançado várias etapas foram necessárias nessa longa jornada de conhecimento e aplicação da alvenaria estrutural. Um breve histórico é apresentado a seguir.

1.1.1 ANTIGUIDADE

O material “alvenaria”, assim como o concreto, apresenta elevada resistência à compressão, porém o material falha com baixas tensões de tração.

Uma das primeiras soluções encontradas para “fugir” das tensões de tração foi a forma piramidal atingindo grandes alturas de forma estável. Exemplos disso são as pirâmides de Sakkara e Quéops.

Praticamente na mesma época da construção da pirâmide de Quéops foi construído na Inglaterra um conjunto de monumentos em alvenaria de pedra, chamado Stonehedge. A forma de pórtico utilizada, com pilares e vigas, gera a necessidade de resistência a esforços de tração e compressão no vão da viga, que no caso de alvenaria não-armada, só podia acontecer se não houvessem juntas entre as pedras, ou seja, o vão só poderia ser vencido com um único elemento, no caso a pedra, com isso o tamanho do vão era limitado ao comprimento das pedras. Essa solução foi muito utilizada pelos gregos.

A evolução da arquitetura aconteceu com os romanos, na utilização de arcos e suas variações espaciais em cúpulas e abóbodas. A forma em arco permite que, para determinado carregamento e forma, apenas esforços de compressão atuem. Assim vãos maiores com blocos ou tijolos de dimensões reduzidas unidos por algum tipo de junta podiam ser vencidos. O Coliseu de Roma é um exemplo marcante desta solução, fora as construções de pontes e viadutos da época.

A alvenaria estrutural também era produzida na China e, tem como principal exemplo a Muralha da China, construída com blocos de pedra e tijolos cerâmicos.

1.1.2 RENASCIMENTO EUROPEU E REVOLUÇÃO INDUSTRIAL

Os exemplos mais expressivos do uso da alvenaria estrutural na época do Renascimento são as catedrais que nos impressionam até hoje.

A Revolução Industrial trouxe grande evolução no processo de produção de tijolos, além do surgimento de outros materiais como o aço e o concreto que juntos permitiram o vencimento de grandes vãos gerando o abandono do uso de alvenaria estrutural com opção viável do ponto de vista técnico e financeiro e perda de grande parte do conhecimento a respeito da alvenaria

estrutural. Por tais razões, esse processo construtivo sofreu grande declínio até a segunda guerra mundial.

1.1.3 PÓS-GERRA

Com o fim da segunda guerra mundial a Europa estava arrasada e inúmeras edificações precisavam ser construídas. Nesse momento a alvenaria estrutural pareceu a melhor solução e, com isso, era preciso recuperar, organizar e avançar no conhecimento sobre esse sistema construtivo. Várias pesquisas levaram a grande evolução da alvenaria estrutural, com o desenvolvimento de novos materiais e procedimentos de cálculo. Essa evolução ocorre até hoje e representa a moderna engenharia de estruturas em alvenaria, possibilitando a construção de edifícios com paredes cada vez mais esbeltas.

O edifício Monadnock, construído em Chicago, que apresentava 1,83m de espessura de parede no térreo, com materiais e modelos de cálculo modernos apresentaria espessura máxima de 30cm, mostrando o quanto a engenharia de estruturas em alvenaria se modernizou.

1.1.4 NO BRASIL

Os primeiros prédios em alvenaria estrutural surgiram em São Paulo no final da década de 60. Esses prédios foram construídos em blocos de concreto e mostraram uma arquitetura muito pobre. Em 1972 foi concluído, em São Paulo, o primeiro edifício com 12 pavimentos projetado por um engenheiro norte-americano construído em alvenaria estrutural armada.

Nesta época algumas empresas brasileiras de cerâmica, principalmente no sul, passaram a produzir blocos estruturais. Infelizmente, em todos esses empreendimentos, os procedimentos de construções convencionais impossibilitaram obtenção de todas as vantagens potenciais da alvenaria estrutural.

No início da década de 90, com o surgimento de políticas de qualidade e produtividade e, com a baixa inflação, a alvenaria estrutural surgiu com grande força, notadamente no Sudeste e Sul do país.

Atualmente o sistema é extensivamente utilizado em todas as diferentes regiões do Brasil e é um ramo reconhecido da engenharia. Pesquisadores, projetistas, associações, construtores, enfim toda uma indústria de alvenaria existe em praticamente todos os países, com algum grau de desenvolvimento.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho estão subdivididas em questão, objetivos, pressuposto, premissa, delimitações, limitações e delineamento, sendo descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: Quais as etapas necessárias para o dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é desenvolver um projeto estrutural para um edifício residencial de 10 pavimentos em alvenaria estrutural, utilizando-se lajes do tipo maciça.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que os parâmetros, métodos, coeficientes e dados estabelecidos pelas NBR 15961/2011, 6136/2014, 6120/1980, 6118/2014, 13281/2005, 13279/2005, 8681/2004 e 6123/1988 são válidos.

2.4 PREMISA

O trabalho de pesquisa é realizado com a premissa de que mesmo com o contexto atual do crescimento da construção em alvenaria estrutural, a maioria dos engenheiros não possui o conhecimento adequado e, são escassos os trabalhos e pesquisas disponíveis para tomar como base. Daí a relevância deste trabalho no âmbito do desenvolvimento da construção em alvenaria estrutural.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho de diplomação está delimitado ao estudo do edifício residencial a ser projetado para a cidade de Porto Alegre.

2.6 LIMITAÇÕES

A estrutura de concreto do edifício não será dimensionada.

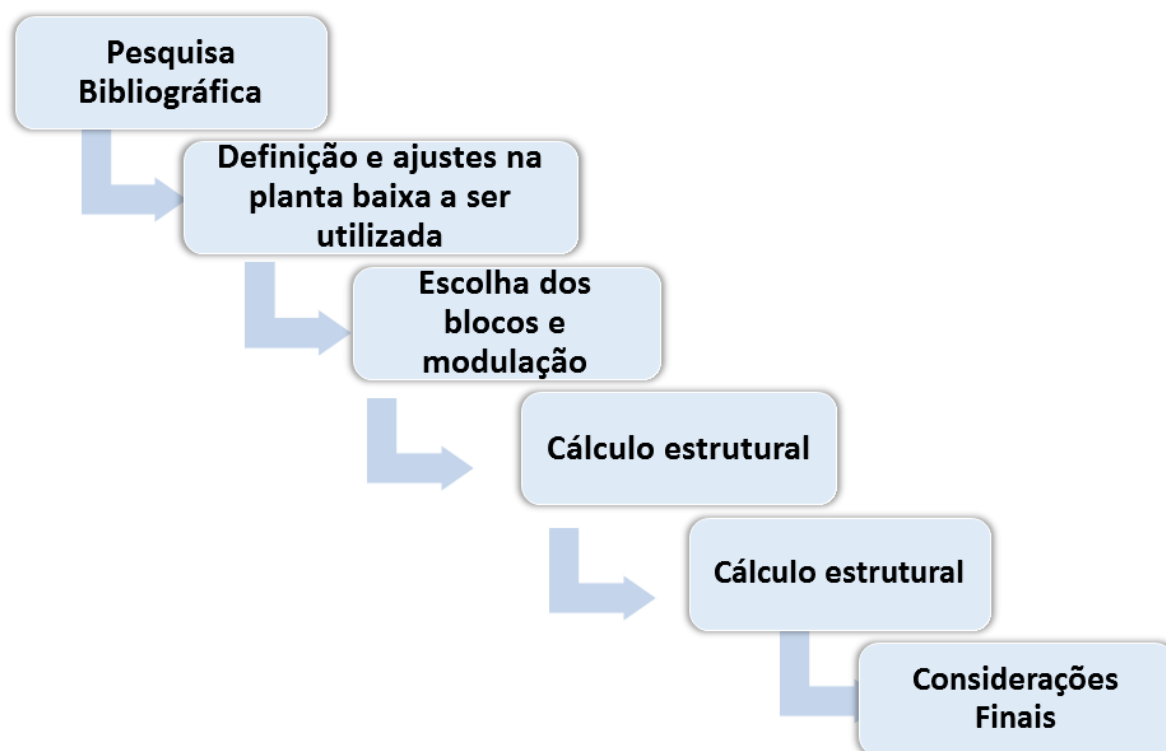
Será considerado que não ocorrerá concentração de tensões nas paredes do primeiro pavimento em alvenaria estrutural do edifício exemplo devido a interação entre a alvenaria estrutural e estruturas de apoio. A alvenaria estrutural se apoiará em vigas de transição em concreto armado do pavimento pilotis, consideradas suficientemente rígidas para que não ocorra o efeito arco.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir e descritas nos próximos parágrafos:

- a) Pesquisa Bibliográfica;
- b) Definição e ajustes na planta baixa a ser utilizada;
- c) Escolha dos blocos e modulação;
- d) Cálculo estrutural;
- e) Análise dos dados obtidos;
- f) Considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

A primeira etapa compreende a **pesquisa bibliográfica**, que consistirá em desenvolver um embasamento teórico para proporcionar melhor compreensão do tema proposto. Através da pesquisa bibliográfica será possível obter dados e métodos de cálculos recomendados pela literatura. Para isso, será necessário usar normas técnicas, artigos científicos, guias e livros durante todo o desenvolvimento do trabalho.

A etapa seguinte será destinada aos ajustes na planta baixa de um projeto já existente elaborado com estrutura convencional, uma vez que para a construção em alvenaria estrutural é, em geral, conveniente ter uma certa simetria na distribuição das paredes portantes para uma melhor estabilidade e distribuição de tensões na estrutura. Seguida da modulação horizontal e vertical com a predefinição do bloco a ser utilizado e elaboração da primeira e segunda fiada.

Após a etapa de modulação horizontal e vertical será realizada a etapa de cálculo estrutural utilizando-se do software TQS para simulação do modelo do edifício, definindo-se assim a resistência necessária dos blocos e áreas com necessidade de graute.

Finalmente, com a solução construtiva adotada, serão feitas as **considerações finais** deste trabalho de pesquisa.

3 CONCEITOS DA ALVENARIA ESTRUTURAL

A seguir serão descritos os principais pontos relacionados ao sistema construtivo em alvenaria estrutural as normas que regem a correto dimensionamento de projeto. Os itens estão divididos em:

3.1 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Aqui é importante ressaltar dois conceitos básicos: componente e elemento. Esses conceitos serão apresentados segundo a NBR 15961-1 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte: 1 Projeto.

Entende-se por componente a menor parte constituinte dos elementos da estrutura. Os principais são: bloco, junta de argamassa, graute e armadura. Já o elemento é a parte da estrutura suficientemente elaborada, constituída da reunião de dois ou mais componentes. Alguns exemplos de elementos são: pilares, paredes, cintas, etc.

3.1.1 BLOCOS

Como componentes básicos da alvenaria estrutural, os blocos são os principais responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura.

Em relação ao material constituinte, os blocos mais utilizados no Brasil para edificações de alvenaria estrutural são: blocos de concreto, blocos cerâmicos e blocos sílico-calcáreas.

Em relação à forma, os blocos podem ser maciços ou vazados. São consideradas maciços aqueles que possuem um índice de vazios de no máximo 25% da área total. Se o índice for maior do que esse limite, o bloco é considerado vazado. Desta característica surgem dois conceitos importantes. A tensão que se refere a área total do bloco, desconsiderando-se os vazios, é chamada tensão em relação à área bruta. Já a tensão calculada descontando-se a área de vazios é chamada de tensão em relação à área líquida.

Quanto à aplicação, os blocos podem ser classificadas de vedação e estruturais. Neste trabalho estarão sendo consideradas somente os blocos estruturais. Segundo a NBR 6136 – Blocos

Vazados de Concreto simples para Alvenaria Estrutural, a resistência característica do bloco a compressão, medida em relação à área bruta, deve obedecer aos seguintes limites:

$f_{bk} \geq 6$ MPa: blocos em paredes externas sem revestimento;

$f_{bk} \geq 4,5$ MPa: blocos em paredes internas ou externas com revestimento.

Portanto, só podem ser utilizados blocos de concreto com resistência característica de no mínimo 4,5 MPa. Já que a NBR7171 – Bloco Cerâmico para Alvenaria afirma que para os blocos portantes cerâmicos a resistência mínima deve ser de 4 MPa.

3.1.2 ARGAMASSA

A argamassa de assentamento possui a função básica de solidarizar os blocos, transmitir e uniformizar as tensões entre blocos de alvenaria, absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de água e de vento nas edificações. Usualmente composta de areia, cimento, cal e água, a argamassa deve reunir boas características de trabalhabilidade, resistência, plasticidade e durabilidade para o desempenho de suas funções. RAMALHO & CORRÊA (2003).

Segundo a NBR 15961 – 1 - Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte: 1 Projeto. As argamassas destinadas ao assentamento devem atender aos requisitos estabelecidos na ABNT NBR 13281.

A resistência da argamassa deve ser determinada de acordo com a ABNT NBR 13279. Alternativamente pode-se utilizar as especificações do Anexo B da ABNT NBR 15961-2:2011.

A tabela a seguir mostra um traço usual para argamassa de assentamento para alvenaria estrutural:

Tabela 1 – Traço para argamassa

Traço comum para argamassa (PARSEKIAN, 2010)
Não experimental fck < 6 Mpa
1 saco de cimento
10 dm ³ de cal
133 dm ³ de agregado miúdo seco dmax = 4,8 mm
40 cm ³ água

(fonte: Parsekian, 2010)

3.1.3 GRAUTE

O graute é um concreto com agregados de pequena dimensão e relativamente fluído. É utilizado para o preenchimento dos vazios dos blocos, com o intuito de propiciar o aumento da seção transversal dos blocos, ou, promover a solidarização dos mesmos com as armaduras, eventualmente posicionadas nos seus vazios.

Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003). Dessa forma pode-se aumentar a capacidade portante da alvenaria à compressão, ou permitir que as armaduras colocadas combatam tensões de tração, que a alvenaria por si só não teria condições de resistir.

O graute pode ser classificado como fino (cimento + areia) ou grosso (cimento + areia + brita). A tabela a seguir exemplifica traços usuais destes dois tipos:

Tabela 2 – Traços para graute

Traços de Graute (PARSEKIAN, 2010)	
Graute Fino	Graute Grosso
1 saco de cimento	1 saco de cimento
até 35 dm ³ de cal	até 35 dm ³ de cal
até 88 dm ³ de agregado miúdo d _{max} = 4,8 mm	até 88 dm ³ de agregado miúdo d _{max} = 4,8 mm
até 37 litros de água	até 66 dm ³ de agregado gráudo d _{máx} = 19mm
	até 35 litros de água
traço de 1:3 a 4 (cimento\areia em volume)	traço de 1:2 a 3:1 a 2 (cimento:areia:brita 0 em volume)

(fonte:Parsekian,/ 2010)

Segundo a NBR 15961-1:2011, para elementos de alvenaria armada, a resistência à compressão característica deve ser especificada com valor mínimo de 15 MPa.

3.1.4 ARMADURAS

As barras utilizadas na alvenaria estrutural são as mesmas utilizadas em estruturas de concreto armado, com a singularidade de sempre estarem envolvidas por graute, salvo as armaduras posicionadas nas juntas das argamassas de assentamento.

Segundo a NBR 15961-1, a especificação do aço deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 7480.

3.2 MODULAÇÃO

A Modulação é um processo indispensável para que um empreendimento em alvenaria estrutural resulte em economia e racionalidade. Uma vez que se as dimensões de uma edificação não forem moduladas, essa necessitará de enchimentos entre os blocos, devido aos mesmos não poderem ser cortados, tornado assim, o método pouco racional e de custo mais elevado.

Este acréscimo de custo além da relação com a mão-de-obra, tem impacto direto no próprio dimensionamento da edificação. Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003, p. 14):

[...] o fato de as paredes estarem trabalhando isoladas, consequência inevitável dos enchimentos, faz com que a distribuição das ações entre as diversas paredes de um edifício seja feita de forma a penalizar em demasia alguns elementos e consequentemente a economia do conjunto.

Para a escolha da modulação horizontal a ser utilizada em um projeto, devem ser consideradas as dimensões internas dos ambientes em planta, uma vez que elas devem ser múltiplas do módulo escolhido. Já para a modulação vertical basta ajustar a distância do piso ao teto para que seja um múltiplo do módulo vertical a ser adotado.

3.3 CARGAS ATUANTES

3.3.1 CARREGAMENTO VERTICAL

Na análise estrutural, deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.

As cargas a serem consideradas em uma edificação dependem do seu tipo utilização. Neste trabalho serão consideradas apenas as ações sobre edifícios residenciais. Para edifícios do tipo residencial, as principais cargas a serem consideradas nas paredes são:

- ações das lajes;

- peso próprio das paredes;

Os valores de cargas adotados estarão de acordo com a NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

3.3.1.1 CARGAS PROVENIENTES DAS LAJES

As principais cargas atuantes nas lajes segundo a NBR 15961-1 são divididas em três grupos: cargas permanentes, cargas variáveis e cargas excepcionais. As principais cargas permanentes são:

- peso próprio;
- contrapiso;
- revestimento ou piso;
- paredes não estruturais;

As cargas variáveis estão inclusas na sobrecarga de utilização, que no caso dos edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m²

As lajes transmitem todas essas cargas sobre as paredes estruturais nas quais estão apoiadas. Para os cálculo dessas ações, dois casos são destacados:

- lajes armadas em uma direção;
- lajes armadas em duas direções;

Segundo RAMALHO & CORRÊA (2003, p. 14):

[...] para os casos de lajes pré-moldadas ou armadas em uma direção, deve-se considerar simplesmente a região de influência de cada apoio, ou seja, os lados perpendiculares à direção da armadura. Nesse caso pode-se imaginar a existência de uma linha, paralela aos apoios, que delimita as regiões de influência. Considerando-se um vão L, essa linha pode ser tomada nas seguintes posições:

- 0,5 L entre dois apoios do mesmo tipo;

-0,38 L do lado simplesmente apoiado e 0,62 L do lado engastado;

-1,0 L do lado engastado quando a outra borda for livre.

Já no caso de ações de lajes maciças, armadas em duas direções, pode-se utilizar o procedimento das linhas de ruptura, recomendado pela NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.

3.3.2 CARREGAMENTO HORIZONTAL

No Brasil, as ações horizontais que devem ser consideradas no projeto de um edifício são a ação dos ventos e o desaprumo. Ainda podem ocorrer empuxos desequilibrados do solo em áreas sujeitas a abalos sísmicos, mas estes são incomuns no país.

3.3.2.1 AÇÃO DOS VENTOS

Para as considerações da ação do vento, deve-se utilizar os requisitos estabelecidos pela NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

3.3.2.2 DESAPRUMO

Segundo a norma alemã DIN 1053 – Alvenaria: Cálculo e Execução. O ângulo para o desaprumo do eixo da estrutura é tomado em função da altura da edificação.

$$\varphi = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

φ = ângulo em radianos

H = altura da edificação em metros

Através do ângulo φ , é possível determinar uma ação horizontal equivalente, a ser aplicada ao nível de cada pavimento, através da expressão:

$$Fd = \Delta P \varphi$$

F_d = força horizontal equivalente ao desaprumo

ΔP = peso total do pavimento considerado

Essa força pode ser simplesmente somada à ação dos ventos.

3.4 PARÂMETROS DE PROJETO

3.4.1 ÍNDICE DE ESBELTEZ

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$$

h_{ef} : altura efetiva

t_{ef} : espessura efetiva

Tabela 3 – Valores máximos dos índices de esbeltez

Valores máximos dos índices de esbeltez de paredes e pilares	
não armados	24
armados	30

fonte: NBR 15961-1(2011)

3.4.2 ESPESSURA EFETIVA

$$t_e = \delta t$$

δ : coeficiente calculado de acordo com a tabela 8 da NBR 15961-1 (2011)

t : é a espessura da parede na região entre os enrijecedores

3.4.3 ALTURA EFETIVA

$h_{ef} = h$, para travamento na base e no topo

$h_{ef} = 2h$, para parede livre no topo

3.5 ESTADO LIMITE

“Segura é a estrutura que, durante a sua vida útil, não atinge nenhum estado limite.”
(RAMALHO & CORRÊA, 2003)

O dimensionamento com base nos estados limites pode ser resumido na seguinte equação:

$$R_d - S_d \geq 0$$

Onde

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$: resistência de cálculo

$S_d = S(\gamma_f \times F_k)$: solicitação de cálculo

γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação

R_k e F_k : valores característicos de resistência e ação

3.3.1.3 Dimensionamento de paredes de alvenaria à compressão simples

Em paredes de alvenaria estrutural, o esforço resistente de cálculo é obtido através da seguinte equação:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R$$

Onde

N_{rd}	é a força resistente de cálculo
f_d	é a resistência a compressão de cálculo da alvenaria
A	é a área da seção resistente
$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3$	é o coeficiente redutor devido a esbeltez da parede

3.6 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

As combinações de ações são apresentadas na ABNT 8681: 2003, 5.1.3 para as combinações últimas das ações e, 5.1.5 para as combinações de utilização ou serviço.

As combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis devem ser obtidas por:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k})$$

Onde

F_d é o valor de cálculo para combinação última

γ_g é o ponderador de ações permanentes

$F_{G,k}$ é o valor característico das ações permanentes

γ_q é o ponderador de ações variáveis

$F_{Q1,k}$ é o valor característico de ação variável considerada como principal

Ψ_{0j} $F_{Qj,k}$ representa os valores característicos reduzidos das demais ações variáveis

Devem ser consideradas todas as combinações necessárias para que se obtenha o maior valor de F_d , alternado-se as ações variáveis que são consideradas como principal e secundária.

3.7 FUNCIONAMENTO GLOBAL DAS LAJES

As lajes de concreto, sob ação de cargas que agem perpendicularmente a seu plano médio, têm comportamento de placa e, sob ação de cargas atuantes em seu próprio plano médio, têm comportamento de chapa. [...] Frequentemente o risco de colapso por instabilidade global dos edifícios altos fica sensivelmente diminuído se as lajes tiverem efetivamente a capacidade de funcionamento como chapa, sustentando horizontalmente os pilares contraventados. (FUSCO,P.B., 2013)

3.8 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

Em uma estrutura de contraventamento, considera-se que o vento atua sobre as paredes que são normais à sua direção. Estas passam a ação às lajes dos pavimentos, consideradas como diafragmas rígidos, que as distribuem aos painéis de contraventamento, de acordo com a rigidez de cada um.

A verificação da estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendável para qualquer edificação e indispensável para edifícios em que, em razão do número de pavimentos ou outro motivo qualquer, haja suspeita sobre sua condição de deslocabilidade. (RAMALHO & CORRÊA, 2003, p. 68)

Segundo a CEB-FIP Model Code 1990, uma estrutura pode ser considerada indeslocável quando os acréscimos de segunda ordem representam menos de 10% dos esforços de primeira ordem. Sendo assim, os esforços de segunda ordem podem ser desconsiderados.

Para saber se os referidos acréscimos se limitam aos 10% a CEB-FIP Model Code 1990 apresenta os parâmetros α e γ_z .

$$\alpha = H\sqrt{\frac{P}{EI}}$$

Onde

α : parâmetro de instabilidade

H : altura total do edifício

P : peso total da edificação

EI : rigidez à flexão do sistema de contraventamento

O acréscimo de esforços de segunda ordem será menor que 10% se o referido parâmetro for:

$\alpha - 0,7$: para sistemas compostos apenas por pilares-parede

$\alpha - 0,6$: para sistemas mistos

$\alpha - 0,5$: para sistemas compostos apenas por pórticos

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}}$$

Onde

ΔM : acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais

M_1 : momento de primeira ordem

$\gamma_z = 1,10$: estrutura indeslocável

$\gamma_z > 1,10$: estrutura deslocável

4 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

4.1 INTRODUÇÃO

Em um projeto de alvenaria, seja estrutural ou de vedação, não se deve permitir a quebra de blocos. Para tanto é necessário que as dimensões arquitetônicas sigam o padrão modular dos blocos, ou seja, tenham medidas múltiplas da dimensão padrão. É muito importante que o comprimento e a largura sejam ou iguais ou múltiplos, de maneira que efetivamente se possa ter um único módulo em planta. Se isso realmente ocorrer, a amarração das paredes será enormemente simplificada, havendo um ganho significativo em termos da racionalização do sistema construtivo. Para o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural, é necessário que as seguintes informações sejam definidas:

A) Projeto arquitetônico

- Tipo de bloco (com dimensões e componentes disponíveis), altura do pavimento e revestimentos definem modulação horizontal e vertical, e dimensões dos cômodos, quando o projeto arquitetônico é modulado;
- Posição e dimensão das aberturas (portas, janelas, etc) influenciam a distribuição de cargas entre as paredes;
- Tipo de laje, piso, contrapiso, rebaxos, tipo de escada, térreo com ou sem pilotis;
- Definição de paredes não estruturais;

B) Materiais

- Material da alvenaria, resistências de blocos disponíveis e relações prisma/blocos a serem adotadas no projeto (oco e cheio com graute).
- Módulo de elasticidade, limites de resistência ao cisalhamento, de compressão, compressão na flexão e de tração na flexão.

C) Carregamentos verticais

No ático (topo do edifício): cargas devido à caixa d'água e à casa de máquinas dos elevadores, tipo de telhado, existência de impermeabilização.

Sobre as lajes do pavimento: a carga accidental (de acordo com o tipo de utilização), o peso próprio, cargas de contrapiso, revestimentos (piso, forro).

Peso próprio das paredes, que depende do material da alvenaria, espessura, existência ou não de graute, revestimentos.

D) Ações Horizontais

Ação do vento: de acordo com NBR 6123 (1988)

Ação devido ao desaprumo: previsão de ação horizontal para contemplar a probabilidade de haver desvios no prumo das paredes durante a execução.

E) Modelos de cálculo

Após a definição dos carregamentos é necessária a utilização de modelos que permitam considerar a distribuição dos carregamentos e a determinação dos esforços em cada um dos elementos estruturais

F) Verificação da estabilidade global.

- A partir do modelo adotado, utiliza-se o parâmetro α ou γ_z para verificação do efeito de segunda ordem.

- A partir dos esforços e das propriedades mecânicas de cada elemento, pode-se fazer o dimensionamento, que na maioria dos casos de edifícios em alvenaria estrutural, é uma verificação de resistência dos elementos (PARSEKIAN; SOARES, 2011).

4.1.1 Software para modelação

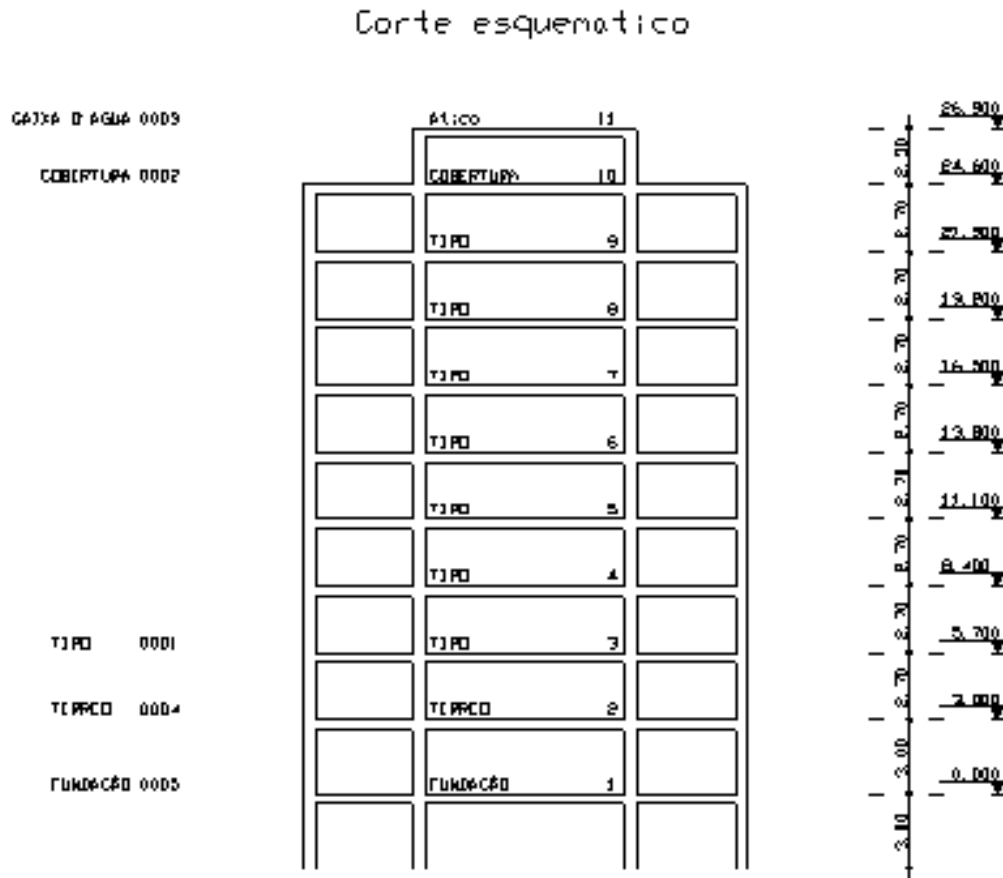
O software utilizado neste trabalho é o TQS Alvest v.13.5. Cabe ressaltar que esta versão é de 2008 e, portanto, ainda não utiliza a NBR 15961:2011- Blocos de Concreto.

4.2 DADOS DO EDIFÍCIO

O primeiro pavimento do edifício será um pilotis, portanto a estrutura de alvenaria inicia no segundo pavimento, sendo 7 pavimentos tipo, cobertura e um último pavimento para casa de máquinas e reservatório de água.

O pé-direito dos pavimentos tipo e cobertura é de 2,70m, enquanto do pavimento ático de 2,30. Admitindo modulação vertical de 20 cm tem-se 13 fiadas de blocos, mantendo a altura das paredes em 2,60 m. Optou-se pelo emprego de blocos vazados de concreto de 14 cm de espessura.

Figura 2 – Desenho esquemático do edifício



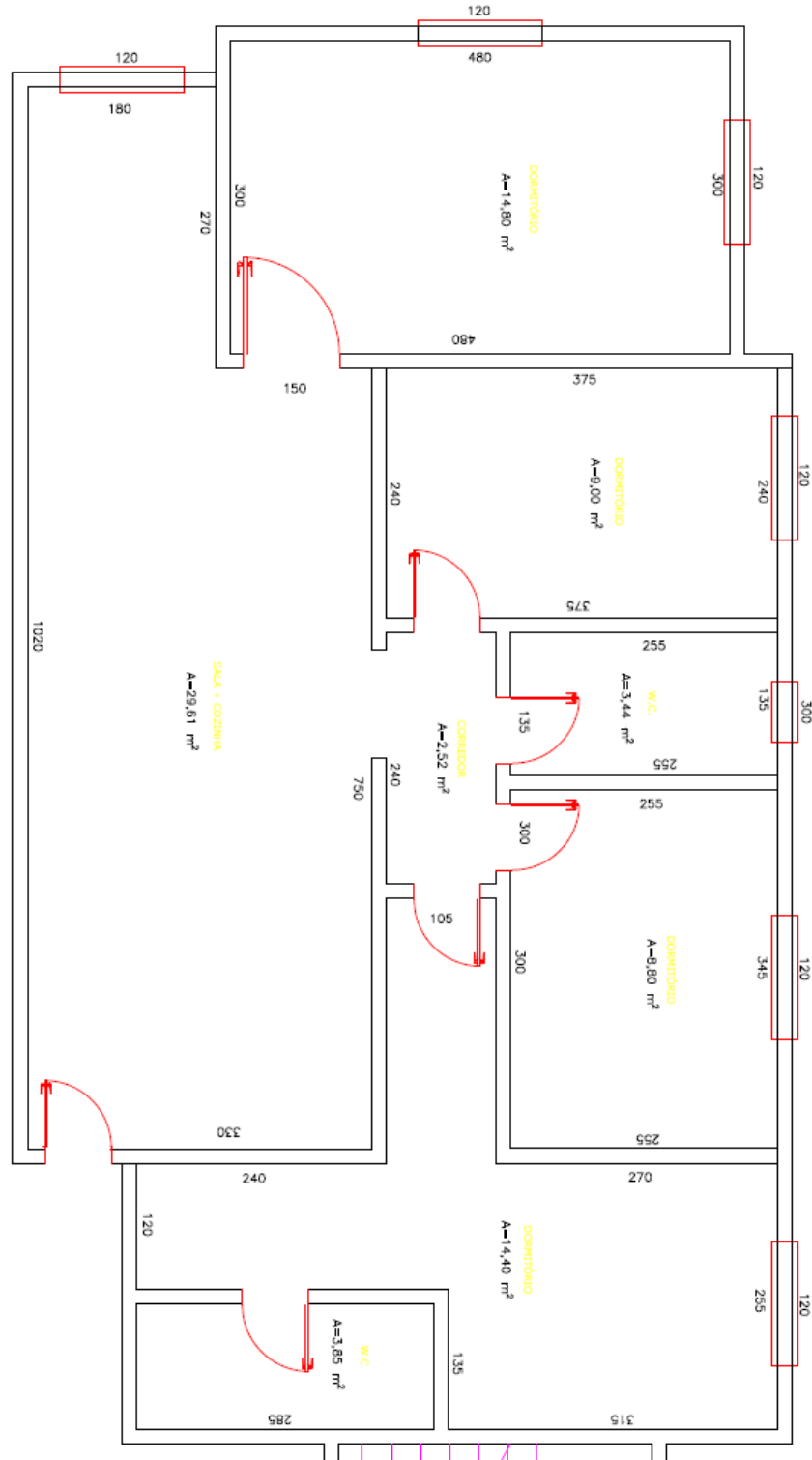
(fonte: elaborada pelo autor)

Para os pavimentos térreo e subsolo foi decidido pela utilização do sistema estrutural convencional, com vigas e pilares, optando-se pela alvenaria estrutural apenas nos pavimentos tipo e cobertura, uma vez que este método tem suas vantagens na repetição dos pavimentos. Assim sendo, este trabalho não entrará em detalhes arquitetônicos e estruturais para subsolo e térreo do edifício, como também não abordará as fundações do mesmo.

Em razão da necessidade de simetria do edifício, para evitar esforços de torção resultantes da ação do vento, em razão da resultante horizontal não passar pelo centro de cisalhamento, optou-se por espelhar os apartamentos, adequando a planta baixa à modulação dos blocos, uma vez que não há a possibilidade de eles serem cortados.

A planta baixa de um dos apartamentos espelhados do edifício segue abaixo:

Figura 3 – Planta Baixa do Apartamento 1 do Pavimento Tipo e Cobertura

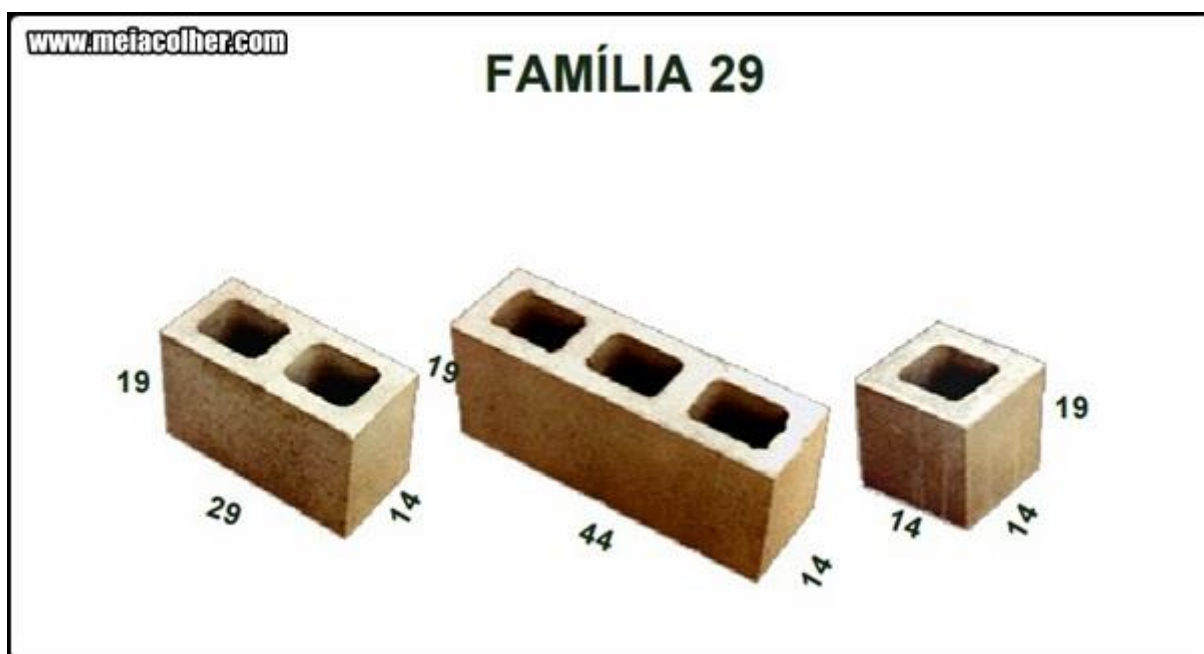


(fonte: elaborada pelo autor)

4.3 MODULAÇÃO E ELABORAÇÃO DAS FIADAS

É usual os donos de construtoras fecharem grandes contratos para compra de blocos estruturais, até mesmo antes da elaboração do projeto, criando-se assim uma necessidade de adequação do projetista a uma modulação horizontal pré-definida. Partindo-se dessa suposição optou-se por seguir esse parâmetro para um bloco pré-definido de concreto da família 29. As dimensões estão apresentadas em centímetros na figura a seguir:

Figura 4 – Blocos Estruturais da família 29



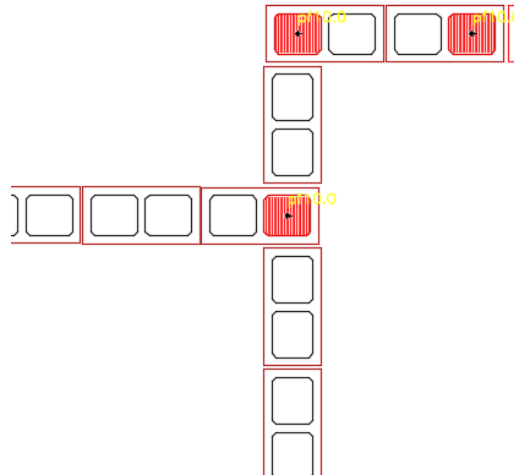
(fonte: meiacolher.com)

Após a escolha dos blocos foram definidas a primeira e a segunda fiada, para demonstração da amarração dos blocos.

As plantas com a primeira e segunda fiada dos pavimentos tipo, cobertura e ático encontram-se no Anexo A.

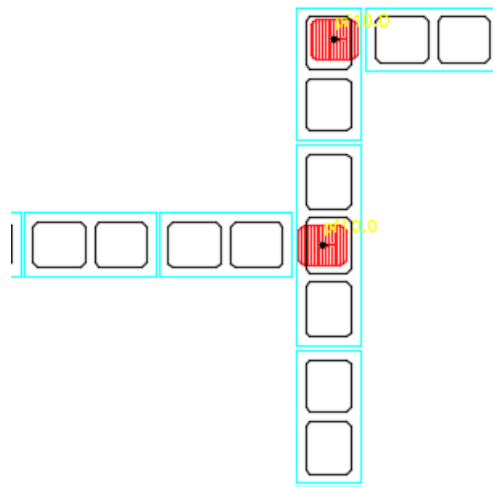
As figuras 5 e 6 apresentam, como exemplo, a primeira e segunda fiadas do encontro das paredes 2, 4 e 38, como dos pavimentos tipo e cobertura.

Figura 5 – Primeira Fiada no encontro das paredes 2, 4 e 38



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6 – Segunda Fiada no encontro das paredes 2, 4 e 38



(fonte: elaborada pelo autor)

Os cortes das das principais paredes em elevação dos pavimentos tipo (cobertura) e ático encontram-se no Anexo B.

4.4 DEFINIÇÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.4.1 Paredes Estruturais

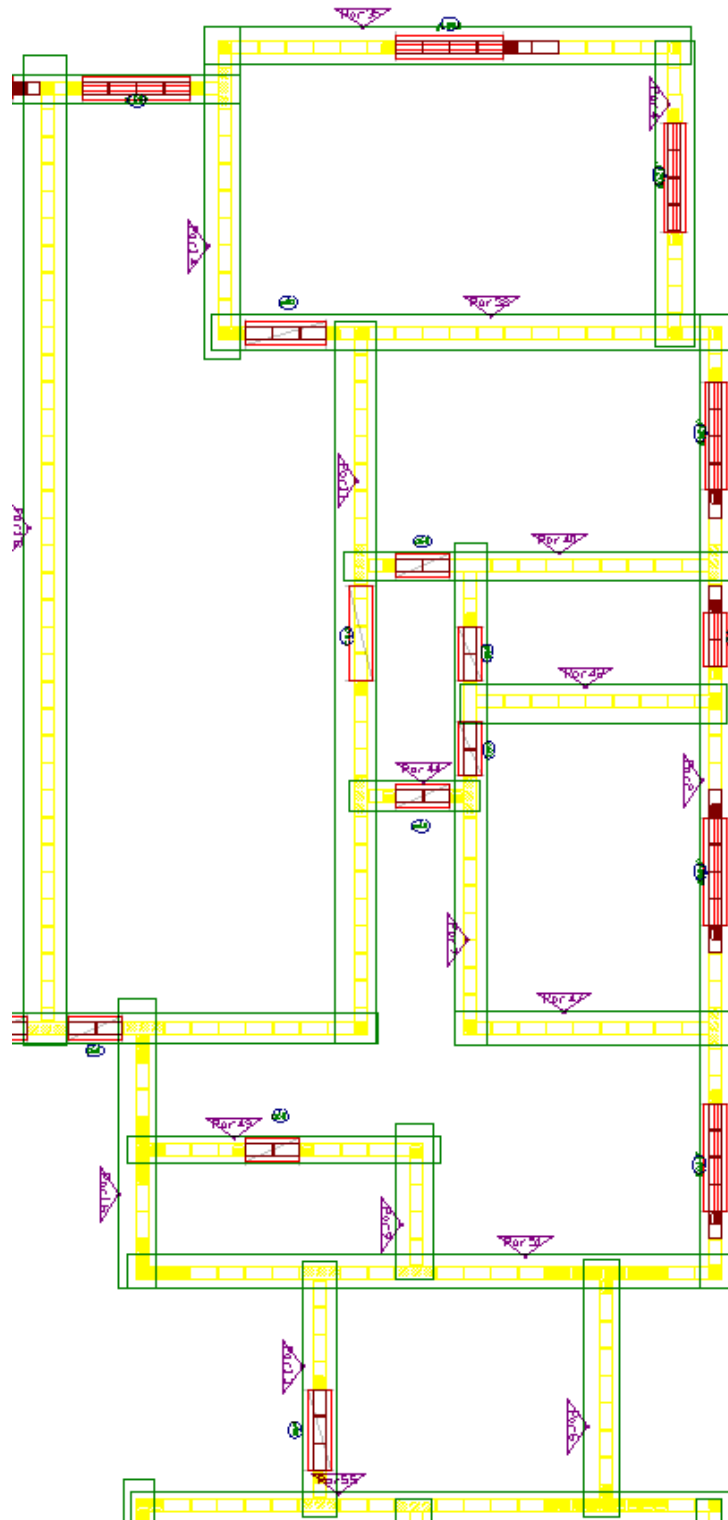
A correta definição dos elementos estruturais é primordial, de forma a conferir ao sistema estrutural o contraventamento necessário nas direções X e Y do edifício em planta. Em geral algumas paredes podem ter apenas função de vedação, apoiando-se diretamente sobre a laje.

Foram escolhidas todas as paredes possíveis como estruturais, com base na planta baixa do projeto arquitetônico.

Os limites de cada parede foram definidos nas extremidades de aberturas de portas e janelas, ou nos eixos de encontros de paredes. Com isso, obtiveram-se as dimensões das paredes estruturais. Foram nomeadas as paredes na direção X e Y, numerando-as da esquerda para a direita e de cima para baixo. Adotou-se discriminar todas aquelas que possuam geometrias diferentes e/ou condições de carregamentos diferentes, sendo as demais consideradas apenas como suas repetições.

Todos esses procedimentos descritos acima foram feitos dentro do software TQS Alvest v. 13.5. A figura 7 mostra algumas das paredes estruturais do edifício.

Figura 7 – Paredes estruturais dos pavimentos tipo e cobertura

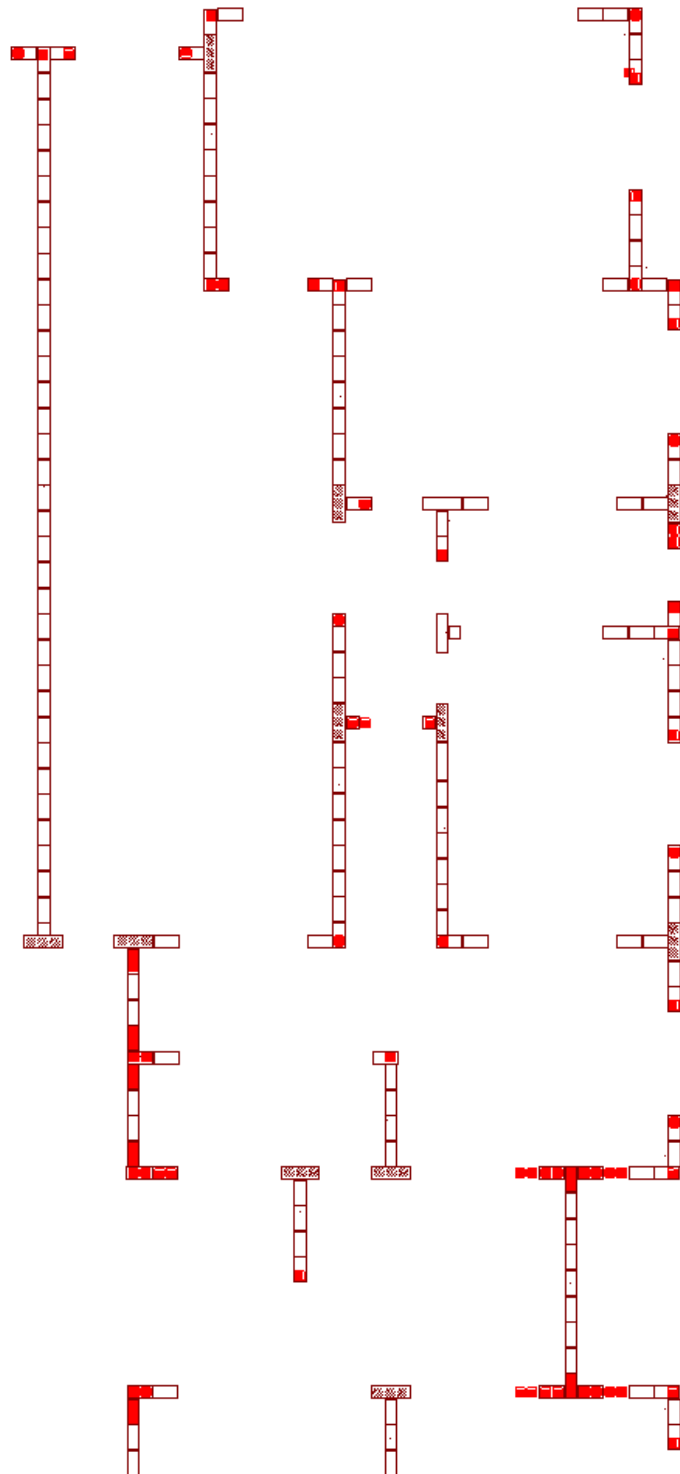


(fonte: elaborada pelo autor)

4.4.2 Paredes de contraventamento

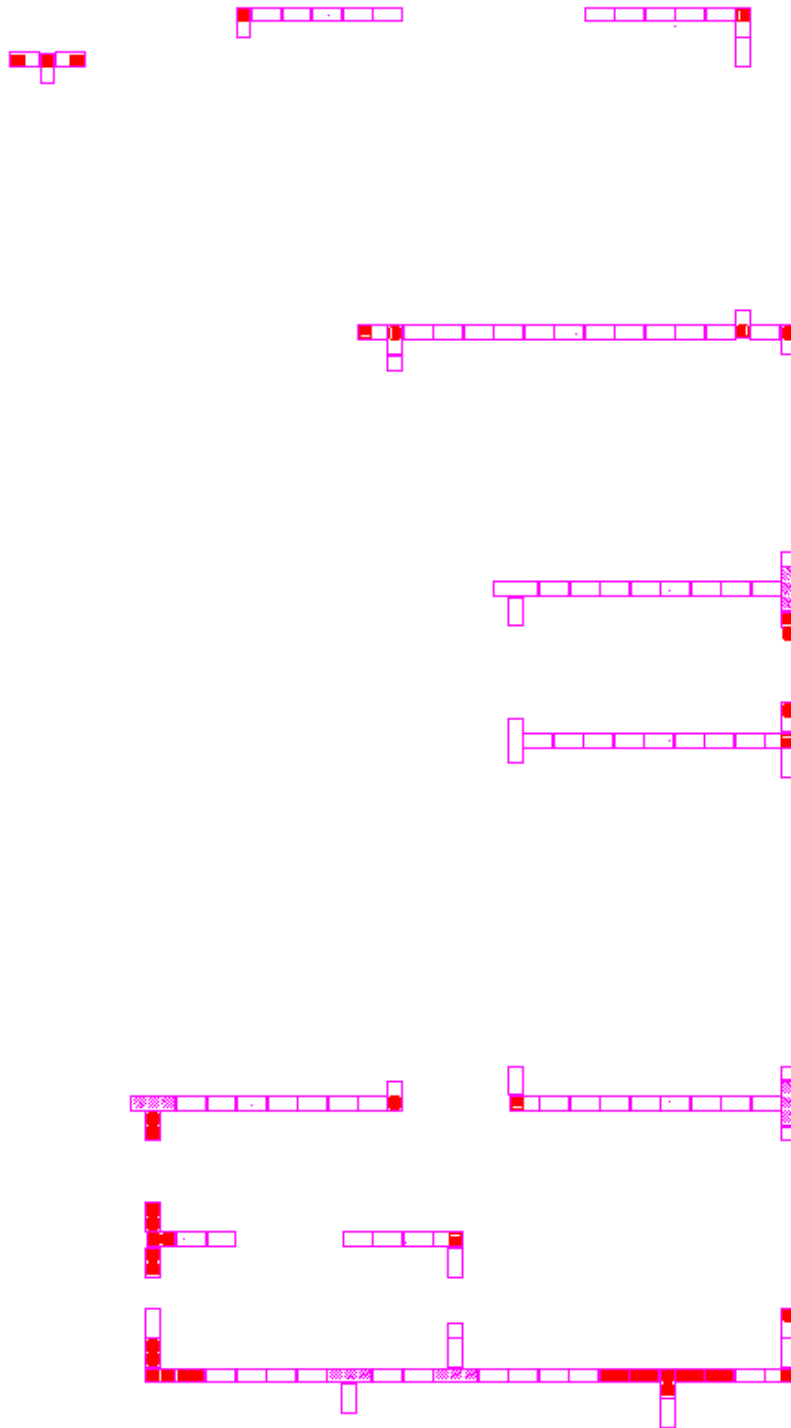
No cálculo da flexão composta, interação da solicitação axial e momento fletor, que ocorre em paredes de contraventamento de edifícios devido à ação do vento e do desprumo, é usual dividir a estrutura dos edifícios de alvenaria em duas direções principais para análise dos esforços. O edifício foi analisado segundo as direções X e Y. As figuras 8 e 9 mostram algumas das subestruturas definidas em X e Y.

Figura 8 – Subestruturas em X dos pavimentos tipo e cobertura



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 9 – Subestruturas em Y dos pavimentos tipo e cobertura



(fonte: elaborada pelo autor)

4.4.3 LAJES

As lajes tem como função principal suportar as cargas verticais atuantes e transferi-las para as paredes estruturais onde se apoiam. As ligações das lajes com as paredes estruturais normalmente são realizadas por cintas de respaldo que contornam as bordas da laje.

Para edificações de pouca altura e poucos pavimentos, a laje trabalha quase que exclusivamente para esta resistência a cargas verticais. Para edifícios de maior altura ou diversos pavimentos, além das cargas verticais, as lajes também trabalham como diafragma rígido, recebendo as ações horizontais devido aos esforços de vento e desaprumo, transferindo-as para as paredes estruturais, conforme a rigidez de cada uma delas.

Portanto, para edifícios de maior altura, a responsabilidade das lajes é múltipla e é conveniente que elas sejam maciças ou mistas nas quais a capa da mesma tenha uma dimensão conveniente. O uso de lajes pré-moldadas é mais recomendado para edifícios de até 4 ou 5 pavimentos, nos quais, o vento não exerce influência significativa.

No edifício exemplo optou-se pelo uso de lajes maciças de 10 cm de espessura para os pavimento tipo e cobertura, considerando o efeito de diafragma rígido para a distribuição dos esforços laterais.

Todas as lajes foram lançadas apenas como cargas na simulação.

Como o software não permite o lançamento de escada no modelo estrutural, optou-se pelo lançamento de uma laje maciça que simula-se a carga da escada, para tal foi utilizada uma espessura de 12 cm, adequando-se as cargas permanente e acidentais discriminadas posteriormente. A laje do reservatório também foi lançada com 12 cm de espessura.

4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

4.5.1 CARGAS VERTICAIS

As principais cargas atuantes nas lajes podem ser divididas em cargas permanentes e variáveis. As principais cargas permanentes normalmente atuantes são: peso próprio, contrapiso, revestimento ou piso e paredes de vedação. Já as cargas variáveis são cobertas pela sobrecarga

de utilização. Em edifícios residenciais de alvenaria estrutural as principais cargas verticais a serem consideradas nas paredes estruturais são as ações das lajes e o peso próprio das paredes que são tratados em procedimentos distintos. Todos estes são dados de entrada necessários para a correta modelação.

Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos e as cargas indicadas na NBR 6120 (1980) – Cargas para o Cálculo de Estruturas. O peso específico da alvenaria foi retirado da NBR 15961-1 (2011). Assim temos:

Peso específicos dos materiais:

- Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m^3
- Alvenaria não estrutural de blocos vazados de concreto = 13 kN/m^3
- Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m^3
- Graute e concreto = 24 kN/m^3

Carregamentos verticais

- Peso próprio da parede estrutural externa

$$\text{Parede} = 14 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} = 1,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento de 2,5 cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,025 \text{ m} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento de 1,0 cm} = 19 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

- Lajes

Pavimento tipo

$$\text{Carga Acidental } Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (dormitório, sala, cozinha)}$$

$$\text{Carga Acidental } Q = 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (área de serviço e circulação)}$$

Carga Acidental $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (escada)

Carga Permanente $G = 3,00 \text{ kN/m}^2$ ($10 \text{ cm} = 0,1 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$)

(Revestimentos e piso = $1,0 \text{ kN/m}^2$)

Cobertura

$Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 3,00 \text{ kN/m}^2$

($10 \text{ cm} = 0,1 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$)

(Revestimentos e piso = $1,0 \text{ kN/m}^2$)

Escada

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Casa de Máquina

$Q = 7,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 2,5 \text{ kN/m}^2$

($12 \text{ cm} = 0,12 \times 25 = 3,0 \text{ kN/m}^2$)

Piso reservatório

$Q = 20 \text{ kN/m}^2$ (água)

$G = 3,0 \text{ kN/m}^2$

($12 \text{ cm} = 0,12 \times 25 = 3,0 \text{ kN/m}^2$)

Cobertura reservatório

$Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

$$G = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

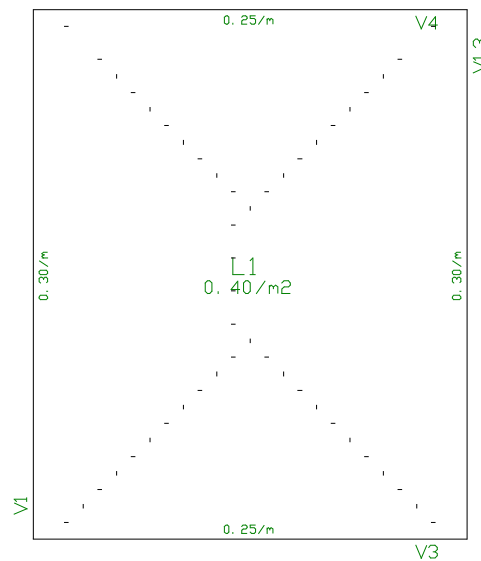
$$(10 \text{ cm} = 0,10 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2)$$

$$(\text{Impermeabilização} = 1,0 \text{ kN/m}^2)$$

4.5.2 Ações das lajes

As lajes maciças foram lançadas com 10 cm de espessura no pavimento tipo, com cargas acidentais e permanentes conforme descrito anteriormente. Foram consideradas simplesmente apoiadas. No meio do vão de cada abertura de porta e janela foi inserido um nó para que o programa separasse as reações das lajes de cada parede por trechos entre eixos de aberturas. Fez-se o mesmo procedimento para o pavimento cobertura com as devidas cargas permanentes e acidentais e no pavimento ático com a adição das cargas devidas as caixas d'água e casa de máquinas. Após o processamento da estrutura foi possível obter as reações das lajes por metro para cada trecho de parede em todos pavimentos. A figura 10 mostra as reações da laje L1 nas paredes no pavimento ático.

Figura 10 – Reações da laje L1 nas paredes do pavimento ático



(fonte: elaborada pelo autor)

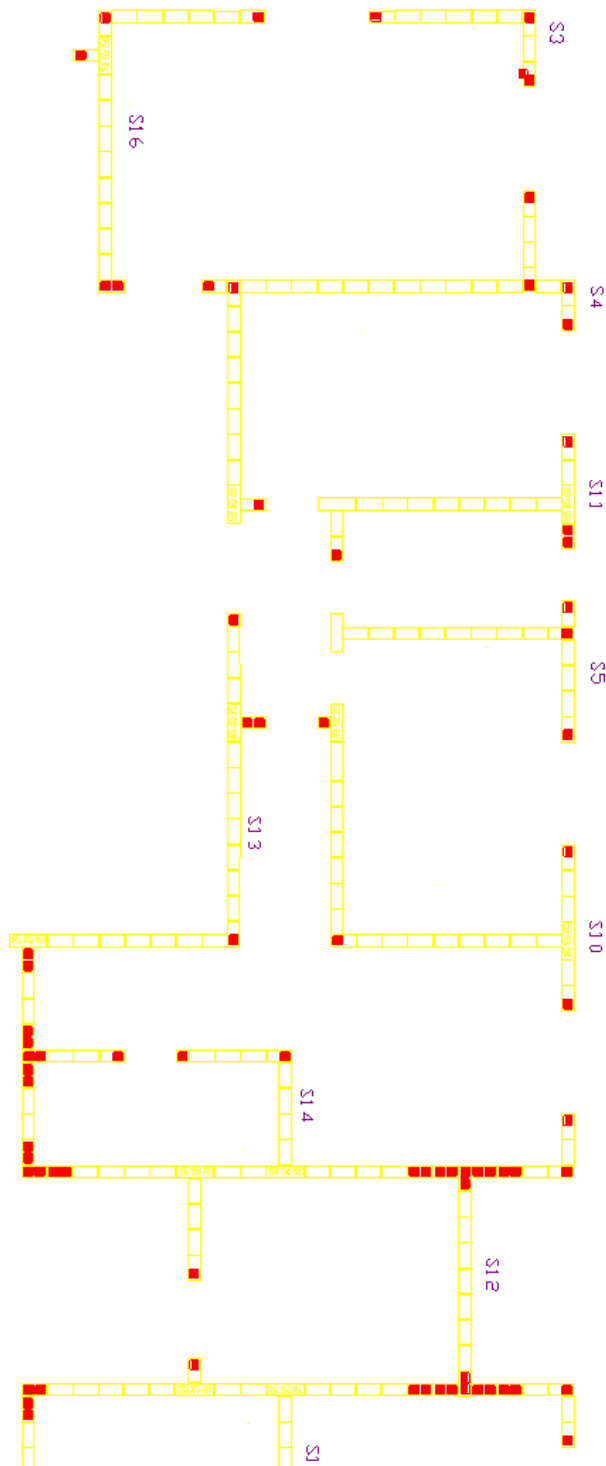
A distribuição de cargas das lajes do pavimento cobertura, ático e tipo se encontram no Anexo C.

4.5.3 Distribuição das Cargas Verticais

Para a distribuição das cargas verticais foi adotado o procedimento dos grupos isolados de paredes. A delimitação das subestruturas foi feita considerando-se a separação por aberturas. Foram considerados trinta e cinco grupos de paredes para os pavimentos tipo e cobertura, além de mais seis no pavimento ático.

A figura 11 apresenta as subestruturas definidas para os grupos de paredes trabalhando em conjunto.

Figura 11 – Grupos de paredes (subestruturas) dos pavimentos tipo e cobertura



(fonte: elaborada pelo autor)

4.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO

A Tabela 5 apresenta os dados de saída do projeto no TQS Alvest, para a subestrutura S2, que é espelhada da subestrutura S10 demonstrada na figura 10, do pavimento tipo, para o cálculo de:

- Tensão de cisalhamento na subestrutura;
- Tensão de compressão na subestrutura;
- Tensão de flexão na subestrutura, nas excentricidade negativas das seções;
- Tensão de flexão na subestrutura, nas excentricidade positivas das seções
- Resistências de prisma da subestrutura, excentricidade negativas;
- Resistências de prisma da subestrutura, excentricidade positivas;

Tabela 4 – Envolvória de Carregamentos – subestrutura S2

Envolvória de Carregamentos para a Subestrutura S2 do pavimento tipo (Dados de saída do TQS)													
Piso	Subestrutura S2	TauX	TauY	falv,c	falv,f1-	falv,f1+	falv,f2-	falv,f2+	fp1-	fp1+	fp2-	fp2+	
7	(x) 1	1,4		48,3	-2,1	2,3	2,1	-2,3	199,4	272,2	272,2	198,9	
	(x) 2	0		48,3	-3,2	3,3	3,2	-3,3	196,7	272,2	272,2	196,4	
	(y) 1		0,1	48,3	14,4	-12,1	-14,4	12,1	272,2	174,3	168,5	272,2	
	(x) 1	1,8		72,8	-3,8	4,1	3,8	-4,1	298,7	409,9	409,9	297,8	
6	(x) 2	0		72,8	-5,7	5,9	5,7	-5,9	293,9	409,9	409,9	293,3	
	(y) 1		0,1	72,8	26	-21,9	-26	21,9	409,9	253,4	242,9	409,9	
5	(x) 1	2,3		95,7	-5,9	6,5	5,9	-6,5	390,3	538,9	538,9	388,9	
	(x) 2	0		95,7	-9	9,3	9	-9,3	382,7	538,9	538,9	381,8	
	(y) 1		0,2	95,7	40,9	-34,3	-40,9	34,3	538,9	319,1	302,7	538,9	
	(x) 1	2,7		117,1	-8,5	9,4	8,5	-9,4	474,6	659,6	659,6	472,5	
4	(x) 2	0		117,1	-12,9	13,4	12,9	-13,4	463,6	659,6	659,6	462,3	
	(y) 1		0,2	117,1	58,8	-49,4	-58,8	49,4	659,6	372,1	348,6	659,6	
3	(x) 1	3,1		137,1	-11,6	12,7	11,6	-12,7	551,5	772,1	772,1	548,8	
	(x) 2	0		137,1	-17,5	18,2	17,5	-18,2	536,7	772,1	772,1	535	
	(y) 1		0,2	137,1	79,6	-66,9	-79,6	66,9	780	412,9	381	772,1	
	(x) 1	3,4		159,3	-15	16,4	15	-16,4	636,8	896,8	896,8	633,2	
2	(x) 2	0		159,3	-22,6	23,5	22,6	-23,5	617,6	896,8	896,8	615,4	
	(y) 1		0,2	159,3	103,1	-86,6	-103,1	86,6	932,7	457,2	416	896,8	
1	(x) 1	3,7		177	-18,7	20,5	18,7	-20,5	702,6	996,7	996,7	698	
	(x) 2	0		177	-28,3	29,4	28,3	-29,4	678,6	996,7	996,7	675,8	
	(y) 1		0,3	177	128,9	-108,3	-128,9	108,3	1072,4	478,1	426,5	1020,8	

(fonte: elaborada pelo autor)

Uma vez feitos os cálculos, pode-se definir a resistência de bloco a ser utilizada em cada pavimento. A tabela 6 apresenta estes valores.

Tabela 5 – Valores de resistência dos blocos de concreto

VALORES DA RESISTÊNCIA DE BLOCOS UTILIZADA PARA DIMENSIONAMENTO					
PISO	BLOCO(fb _k (MPa))	RESISTENCIA DE PRISMA (f _{pk} (MPa))	f _{pk} /fb _k	ARGAMASSA(MPa)	GRAUTE(MPa)
TIPO 1	22	14,3	0,65	14	30
TIPO 2	22	14,3	0,65	12	30
TIPO 3	18	11,7	0,65	12	25
TIPO 4	14	9,1	0,65	8	25
TIPO 5	12	7,8	0,65	6	20
TIPO 6	9	5,85	0,65	6	20
TIPO 7	6	3,9	0,65	4	15
COBERTURA	4,5	2,925	0,65	4	15
ÁTICO	4,5	2,925	0,65	4	15

(fonte: elaborada pelo autor)

-Verificação da esbeltez:

$$\lambda = 270/14 = 19,286 \leq 24 \text{ Ok}$$

4.6.1 VERIFICAÇÃO À TRAÇÃO E CISALHAMENTO

Os resultados obtidos nas verificações para a subestrutura S2 encontram-se na tabela 5.

Todas as subestruturas passaram na verificação ao cisalhamento, obtendo-se tensões menores que 25 tf/m².

Algumas subestruturas do primeiro pavimento tipo não passaram na verificação à tração, obtendo tensões menores do que a admissível. Portanto, necessitam de armadura, ainda que sejam atendidas pela mínima.

A armadura mínima principal é definida por:

$$A_{S_{\min}} = 0,1\% \cdot b \cdot d = 0,35 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima secundária é definida por:

$$A_{S_{\min}} = 0,05\% \cdot b \cdot d = 0,18 \text{ cm}^2$$

4.7 ESTABILIDADE GLOBAL

O cálculo de estabilidade global do edifício foi realizado pelo método do pórtico equivalente, através do software de modelação TQS. Os dados de saída e memórias de cálculo encontram-se no Anexo D.

4.7.1 CASOS DE CARREGAMENTOS TESTADOS

As tabelas 4 e 5 mostram os casos de carregamentos testados no cálculo da estabilidade global.

Tabela 6 – Casos de Carregamentos

CASOS		
NÚMERO	ABREVIÇÃO	TÍTULO DO CASO
1	TODAS	todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP	peso próprio
3	PERM	cargas permanentes
4	ACID	cargas acidentais
5	VENT1	vento (90º)
6	VENT2	vento (270º)
7	VENT3	vento (0º)
8	VENT4	vento (360º)

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 7 – Combinações de Carregamentos

COMBINAÇÕES	
NÚMERO	TÍTULO DA COMBINAÇÃO
9	ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
10	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0,6.VENT1
11	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0,6.VENT2
12	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0,6.VENT3
13	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0,6.VENT4
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0,8.ACID+0,6.VENT1
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0,8.ACID+0,6.VENT2
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0,8.ACID+0,6.VENT3
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0,8.ACID+0,6.VENT4
18	ELS/CFREQ/PP+PERM+0,7.ACID
19	ELS/CFREQ/PP+PERM+0,6.ACID+0,3.VENT1
20	ELS/CFREQ/PP+PERM+0,6.ACID+0,3.VENT2
21	ELS/CFREQ/PP+PERM+0,6.ACID+0,3.VENT3
22	ELS/CFREQ/PP+PERM+0,6.ACID+0,3.VENT4
23	ELS/CQPERAV/PP+PERM+0,6.ACID
24	COMBFLU/COMFLU/PP+PERM+0,6ACID

(fonte: elaborada pelo autor)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentadas todas as etapas para a elaboração de um projeto estrutural de um edifício em alvenaria estrutural.

Com os valores de resistência dos prismas, foi possível a definição das resistências dos blocos comercializados no Brasil a serem utilizados neste projeto, além de áreas de graute para evitar resistências maiores de blocos devidas à tensão máxima. A tabela 7 apresenta essas resistências levando-se em consideração uma relação de f_{pk}/f_{bk} igual a 0,65.

Tabela 8 – Valores de resistência dos blocos de concreto

VALORES DA RESISTÊNCIA DE BLOCOS UTILIZADA PARA DIMENSIONAMENTO					
PISO	BLOCO(f_{bk} (MPa))	RESISTENCIA DE PRISMA (f_{pk} (MPa))	f_{pk}/f_{bk}	ARGAMASSA(MPa)	GRAUTE(MPa)
TIPO 1	22	14,3	0,65	14	30
TIPO 2	22	14,3	0,65	12	30
TIPO 3	18	11,7	0,65	12	25
TIPO 4	14	9,1	0,65	8	25
TIPO 5	12	7,8	0,65	6	20
TIPO 6	9	5,85	0,65	6	20
TIPO 7	6	3,9	0,65	4	15
COBERTURA	4,5	2,925	0,65	4	15
ÁTICO	4,5	2,925	0,65	4	15

(fonte: elaborada pelo autor)

No exemplo estudado 7 das 36 subestruturas, tiveram de ser dimensionadas com armadura mínima no primeiro pavimento tipo, devido às tensões de tração.

Devido às limitações do programa, neste trabalho, não foi possível analisar as características das lajes, como armadura e flechas.

Neste trabalho ainda foi apresentado um cálculo da estabilidade global pelo método do pórtico equivalente. As tabelas 8, 9 e 10 mostram alguns dos valores obtidos.

Tabela 9 – Parâmetros de estabilidade para carregamentos simples de vento

Parâmetros de estabilidade(γz) para os carregamentos simples de vento			
Caso	ângulo	γz	α
5	90	1,021	0,406
6	270	1,021	0,406
7	0	1,013	0,325
8	180	1,013	0,325

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 10 – Parâmetros de estabilidade para as combinações de ELU

Parâmetros de estabilidade(γz) para as combinações de ELU - vigas e lajes			
Caso	ângulo	γz	α
10	90	1,021	0,406
11	270	1,021	0,406
12	0	1,013	0,325
13	180	1,013	0,325
14	90	1,021	0,406
15	270	1,021	0,406
16	0	1,013	0,325
17	180	1,013	0,325

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 11 – Deslocamentos máximos

Deslocamentos Máximos	
Caso	deslocamento (ΔH)(cm)
5	0,68
6	0,68
7	0,16
8	0,16

(fonte: elaborada pelo autor)

Com todas as etapas apresentadas por este trabalho, torna-se possível a execução do edifício exemplo, uma vez que sejam incluídos os projetos que não fazem parte deste estudo, mas são necessários para plenitude do edifício, tais como Projeto de Fundações, Projeto Hidráulico, Projeto Elétrico, Projeto Estrutural das Lajes e Pavimento Pilotis, entre outros.

REFERÊNCIAS

AMARU, M.K.S. **Projeto de edifícios em alvenaria Estrutural não-armada segundo a NBR 15812**. São Carlos. 61p. Monografia. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 06.136**: Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria – requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 15.961**: Alvenaria Estrutural- Blocos de Concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 06.120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 06.180**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 13.281**: Argamassas para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13.279**: Argamassas para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 08.681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 06.123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 15.812-1**: Alvenaria estrutural — Blocos cerâmicos Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

CAMACHO, J.S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. São Paulo. 157p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1995.

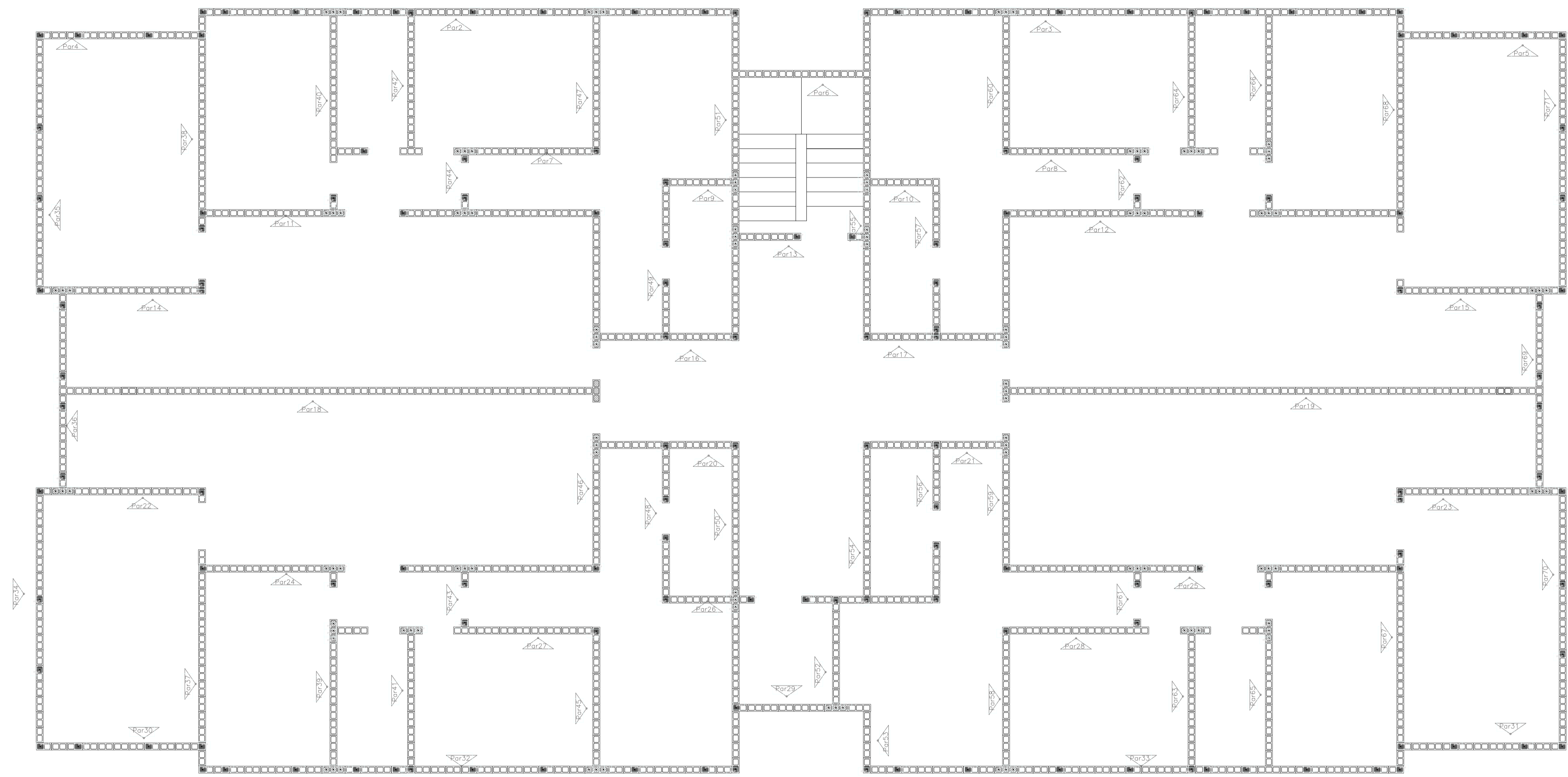
FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 2013.

MARCIO A.RAMALHO. MÁRCIO R.S.CORRÊA. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2003.

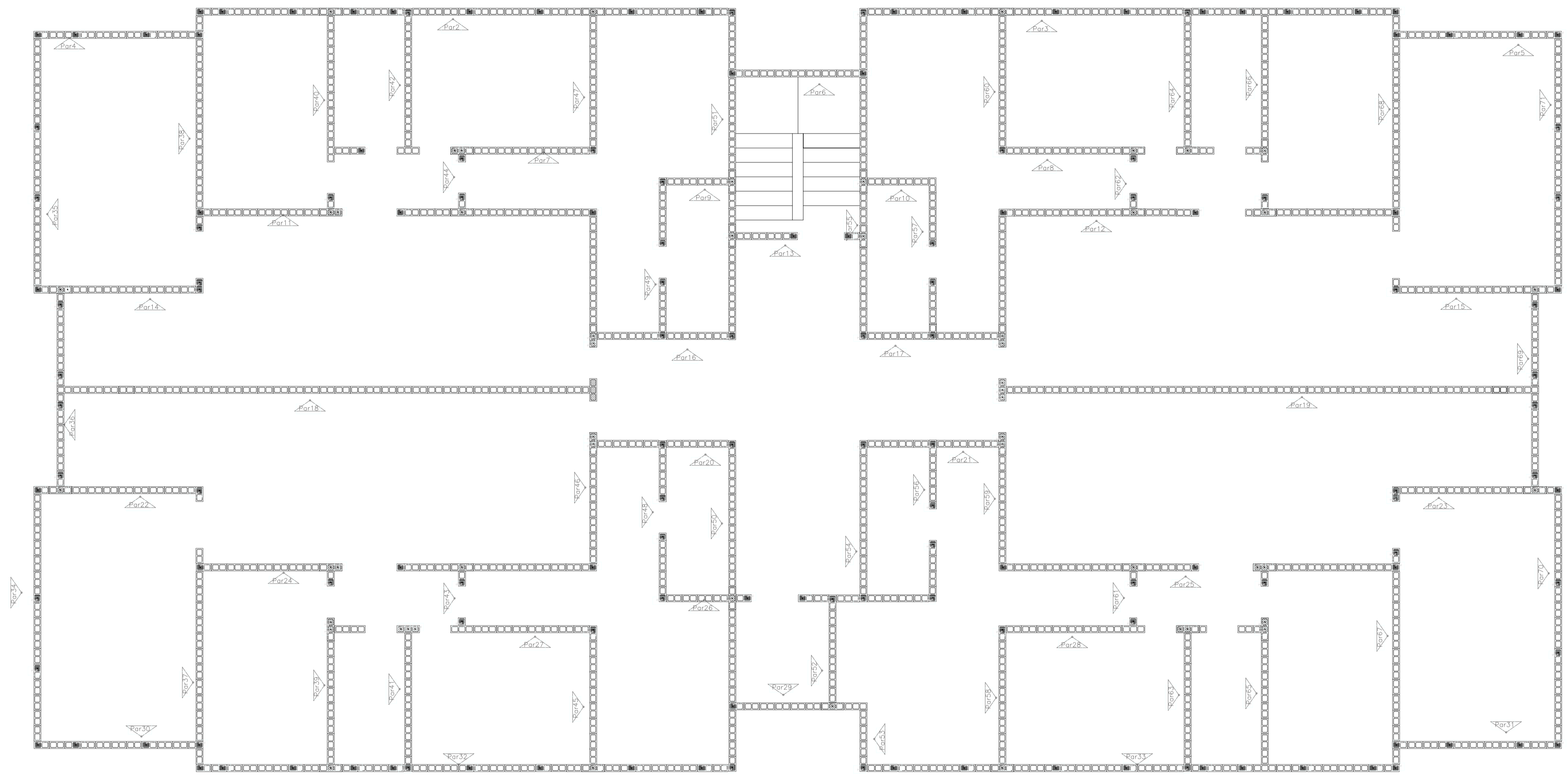
PARSEKIAN, G. A.; MELO, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. 1ª Edição. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010. v.1.245 p.

SILVA, I. M. **Análises de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos às ações do vento**. São Carlos. 80p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1996.

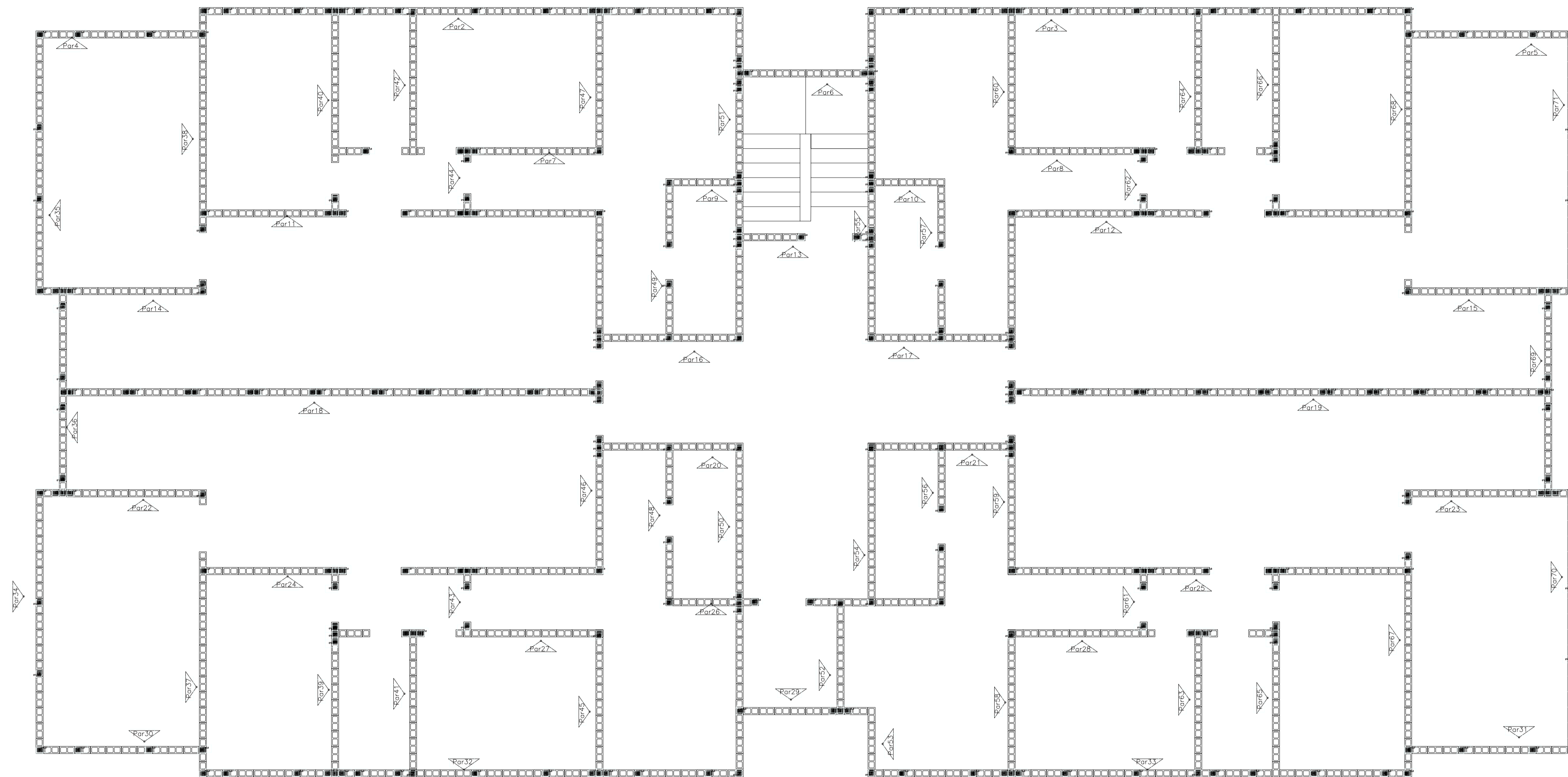
APÊNDICE A – Plantas De 1ª E 2ª Fiadas



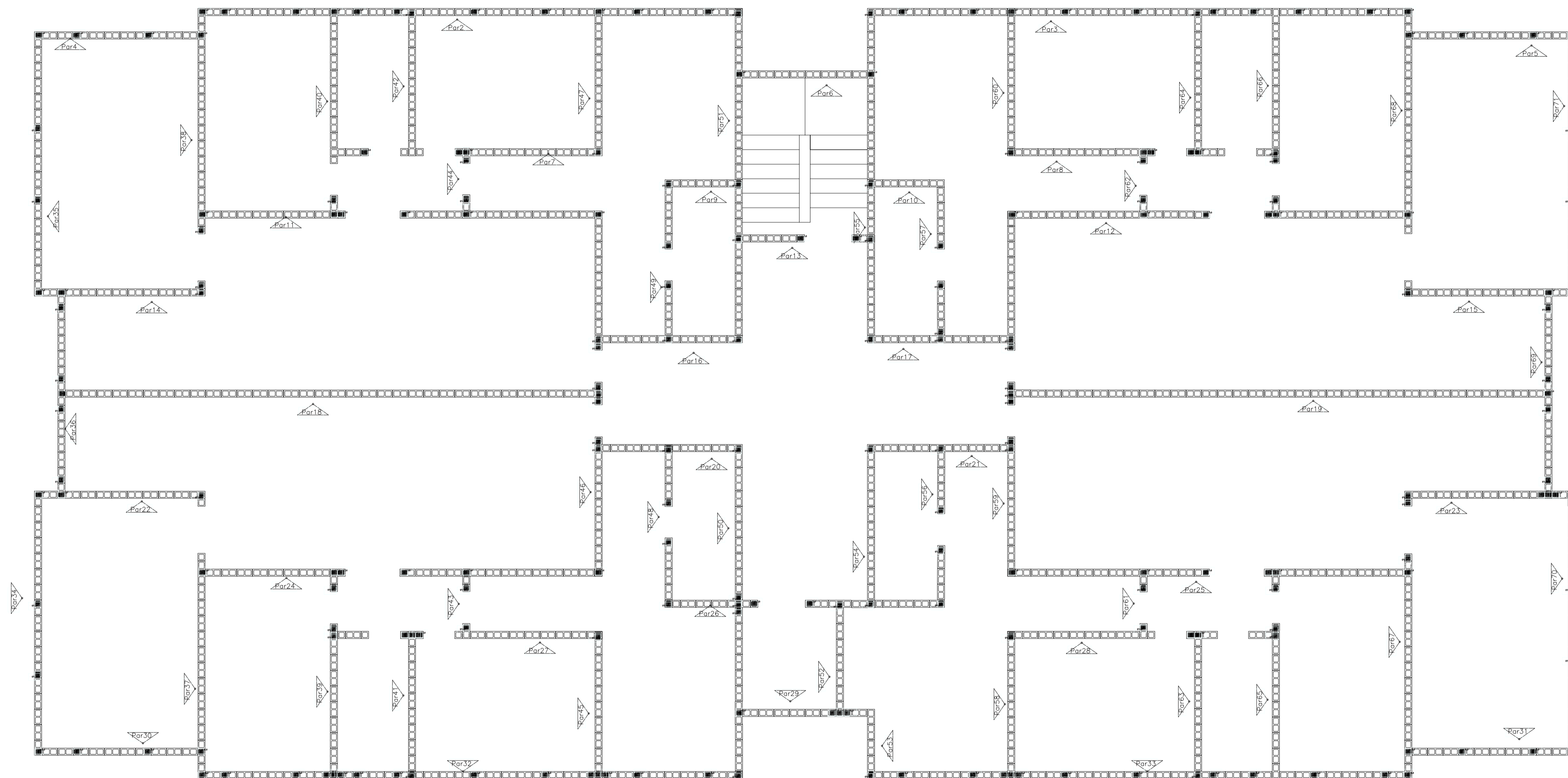
TQS				
UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL				
CLIENTE				OBRA N.º
OBRA				DES. N.º
TÍTULO				1
1ª FIADA PAVIMENTO TIPO				REV. N.º
2ª AO 4 (3X)				001
DATA	ESCALA	DESENHO	VERIF.	COORD.
NOV/2016	1/50			
				ENG.º



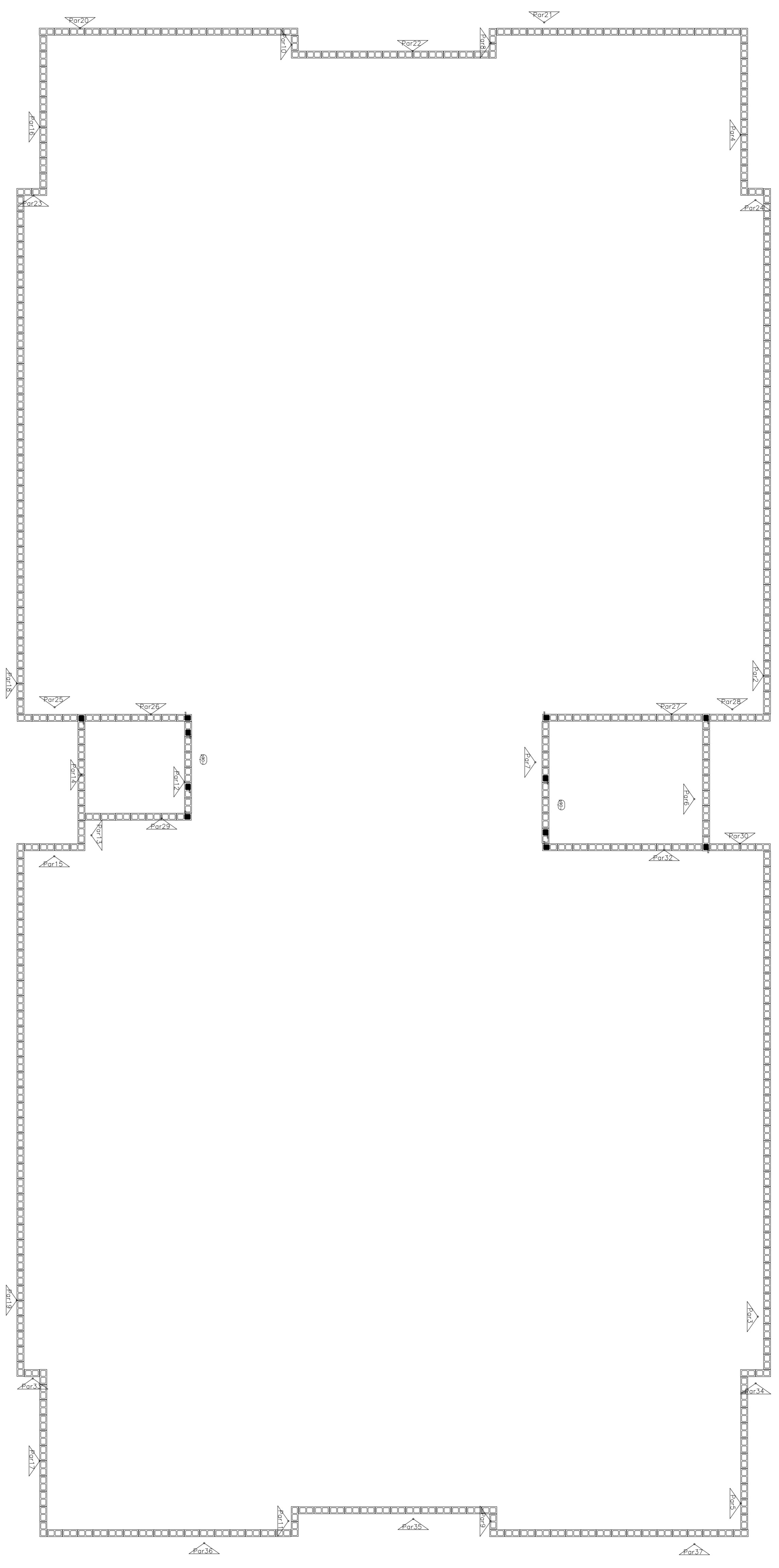
TQS				
UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL				
CLIENTE				OBRA N.º
OBRA	EDIFÍCIO RESIDENCIAL			DES. N.º
TÍTULO	1ª FIADA PAVIMENTO TIPO E COBERTURA 5 A0 9 (5X)			3
DATA	ESCALA	DESENHO	VERIF.	COORD.
NOV/2016	1/50			
				REV. N.º
				001
				ENG. S.



TQS					
UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL					
CLIENTE					OBRA N.º
OBRA					DES. N.º
TITULO					2
2º FIADA PAVIMENTO TIPO					REV. N.º
2 AO 4 (3X)					001
DATA	ESCALA	DESENHO	VERIF.	COORD.	ENG.º
NOV/2016	1/50				



TQS				
UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL				
CLIENTE				OBRA N.º
OBRA				DES. N.º
TÍTULO				4
EDIFÍCIO RESIDENCIAL				REV. N.º
2ª FIADA PAVIMENTOS TIPO E COBERTURA				001
5 AO 9 (5X)				ENG.º
DATA	ESCALA	DESENHO	VERIF.	COORD.
NOV/2016	1/50			



LEGENDA:

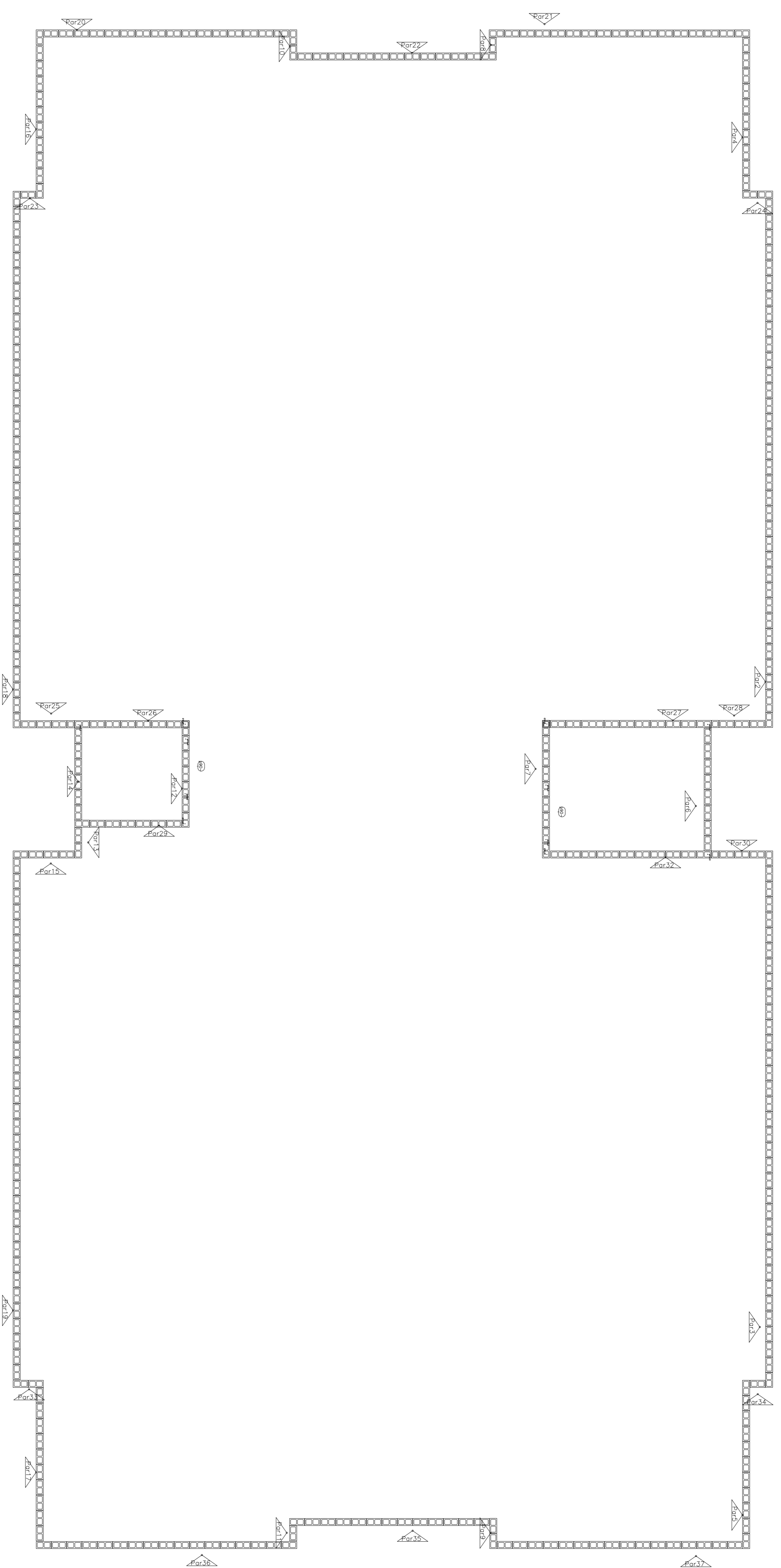
(60)	JANELA 60X80
(120)	JANELA 120 X 100
(90)	PORTA 90X220
(60)	PORTA 60X220
(105)	VÃO 105X220

TQS

UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL

CLIENTE
 OBRA EDIFÍCIO RESIDENCIAL
 TÍTULO 1ª FIAADA PAVIMENTO ATICO

DATA	NOV/2016	ESCALA	1/50	DESENHO		VÉRIF.		CORRIG.		REV. N.º	001
										OBRA N.º	1
										DES. N.º	001
										REV. N.º	001



LEGENDA:

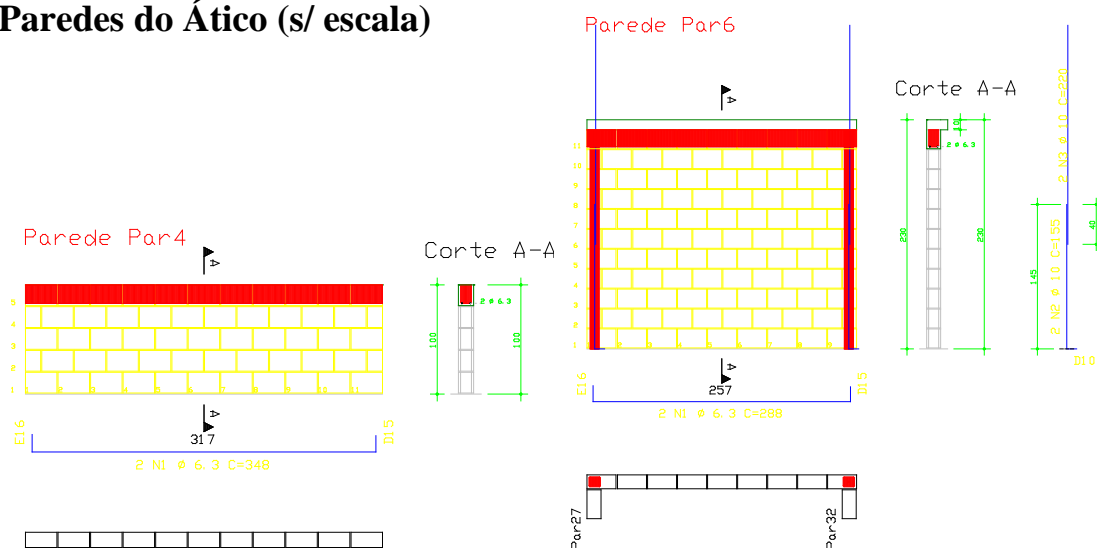
(60)	JANELA 60X80
(120)	JANELA 120 X 100
(90)	PORTA 90X220
(60)	PORTA 60X220
(105)	VAO 105X220

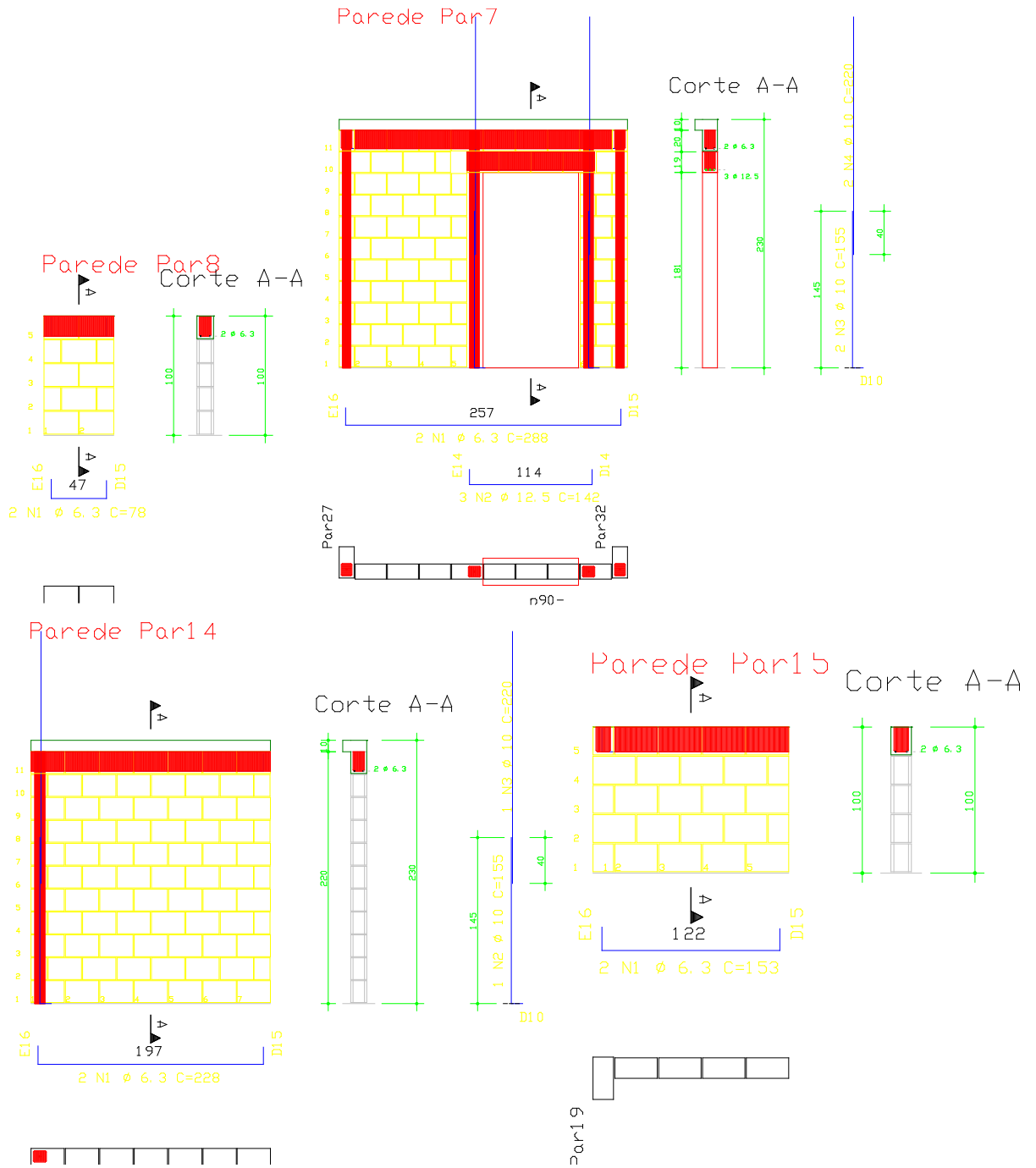
TQS

<p>CLIENTE UFRGS – DEP. ENGENHARIA CIVIL</p>				<p>OBRA N.º 001</p>	
<p>OBRA EDIFÍCIO RESIDENCIAL</p>				<p>DESE. N.º 2</p>	
<p>TÍTULO 2ª FIAADA PAVIMENTO ATICO</p>				<p>DATA NOV/2016</p>	
<p>ESCALA 1/50</p>		<p>DESENHO</p>		<p>COORD.</p>	
<p>DATA NOV/2016</p>		<p>ESCALA 1/50</p>		<p>DESE. N.º 001</p>	

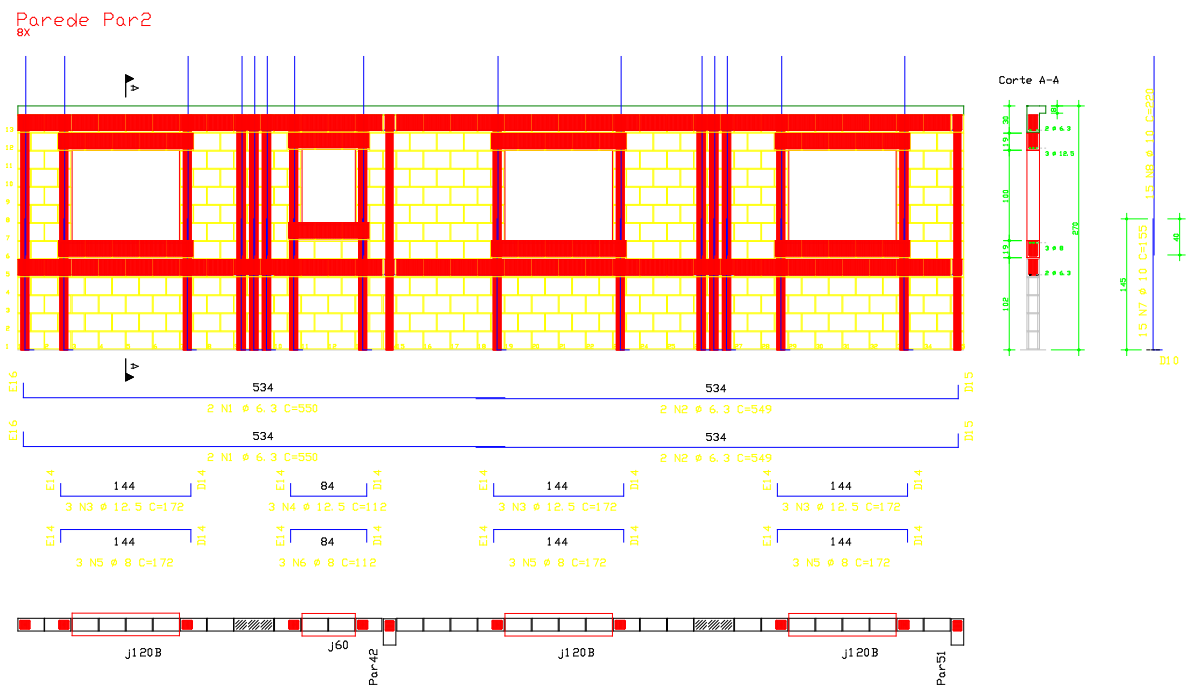
APÊNDICE B – Alvenaria em Elevação

Paredes do Ático (s/ escala)

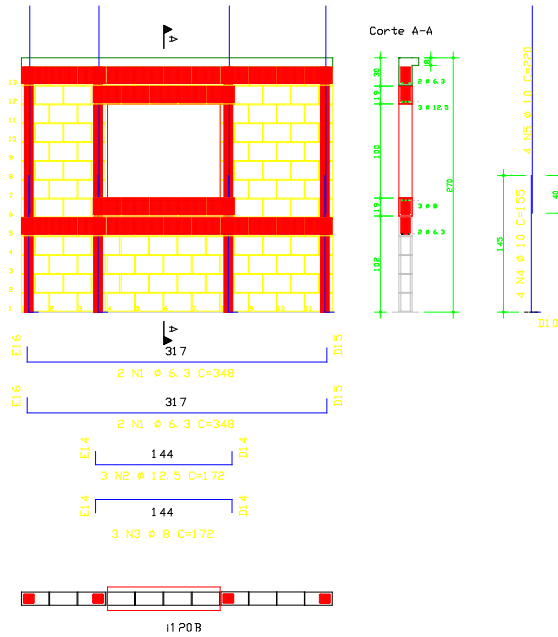




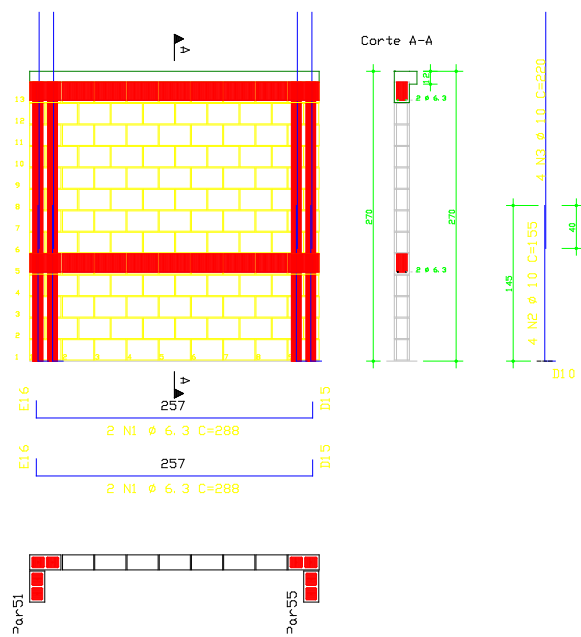
Paredes dos Pavimentos Tipo e Cobertura (s/ escala)



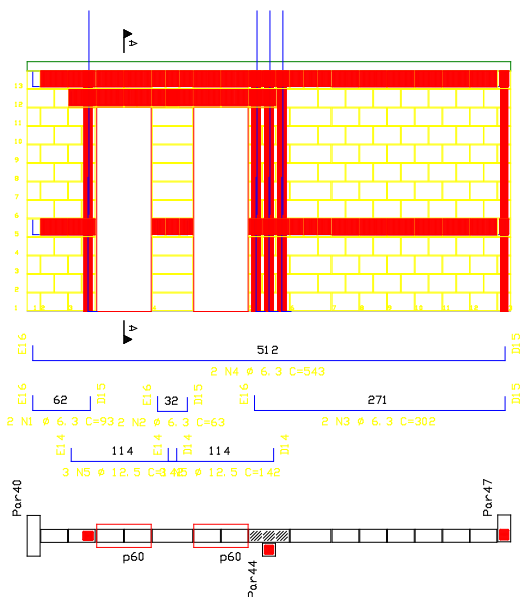
Parede Par4
8x



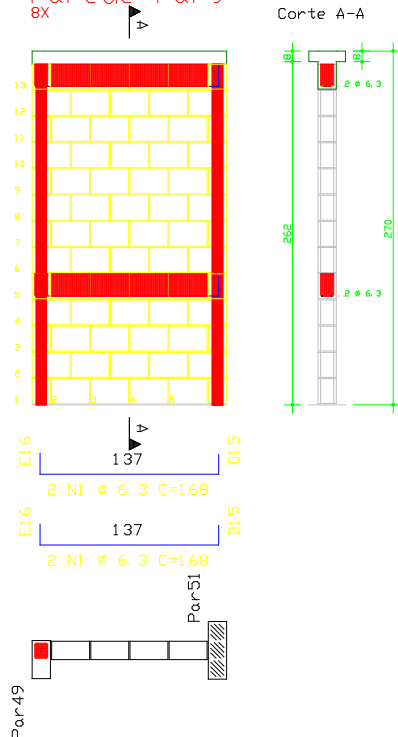
Parede Par6
8x



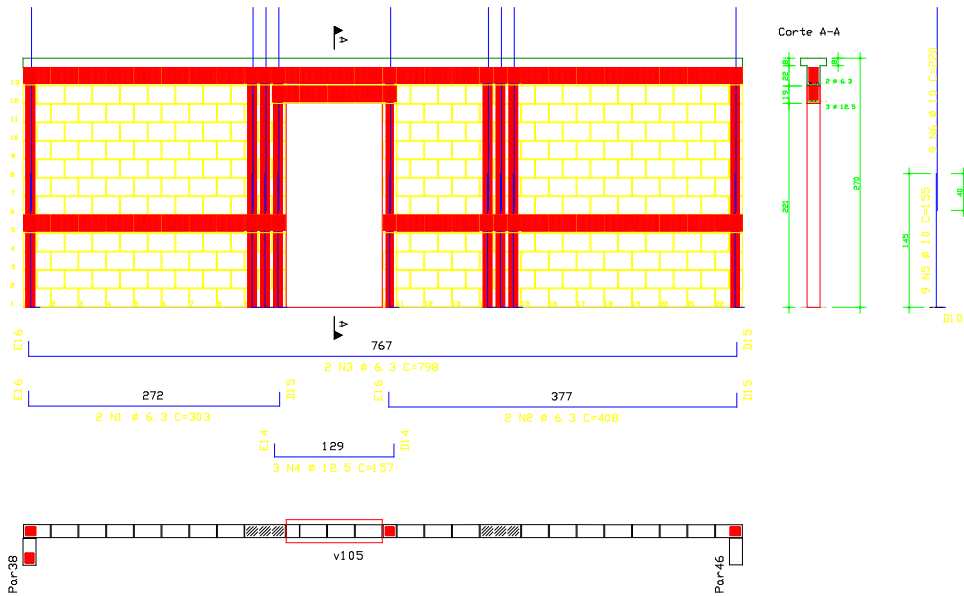
Parede Par7
8x



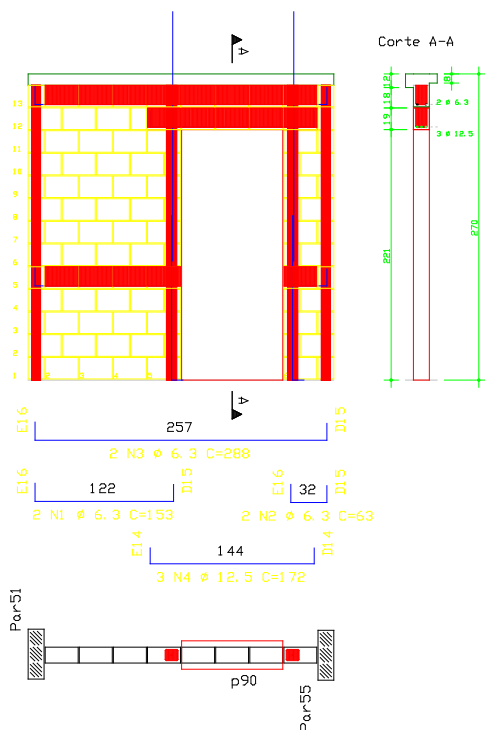
Parede Par9
8x



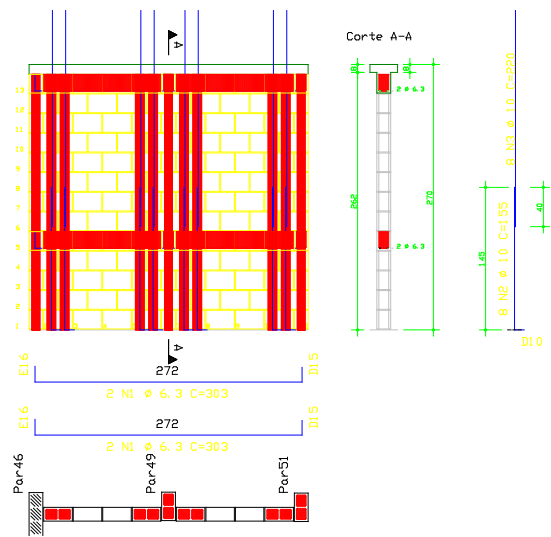
Parede Par11
8x



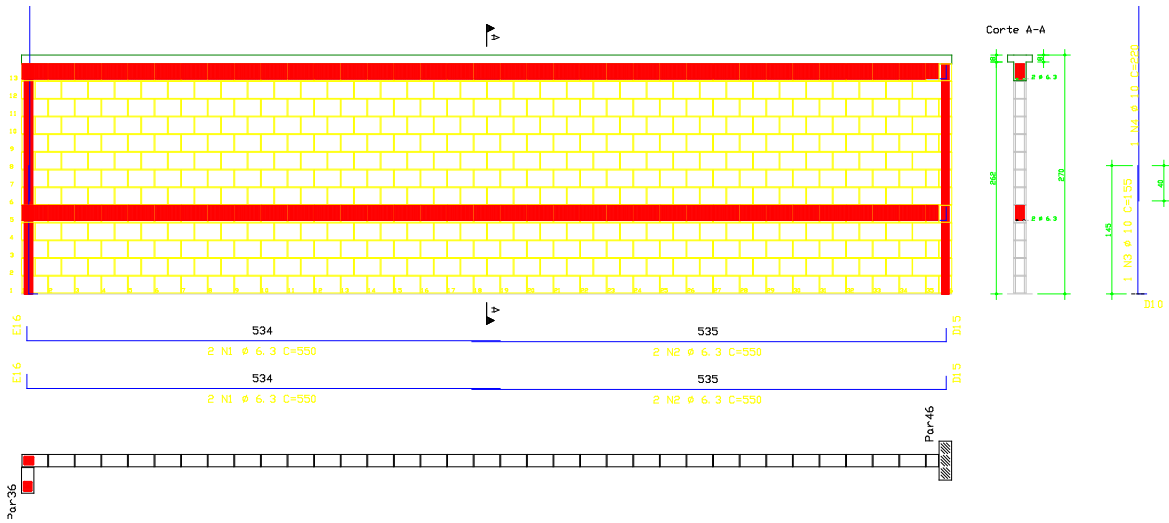
Parede Par13
8x



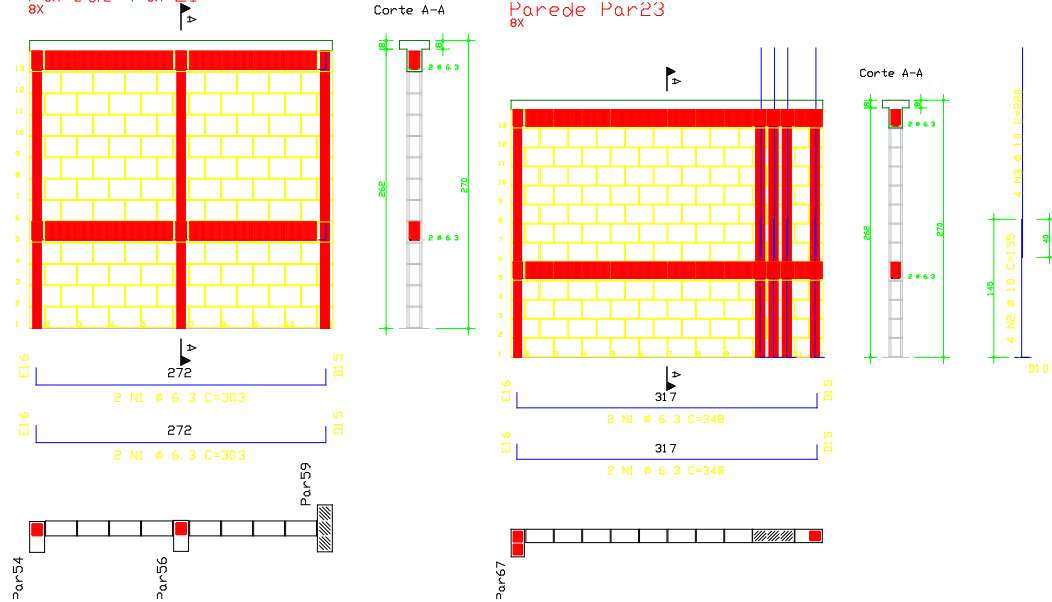
Parede Par16
8x



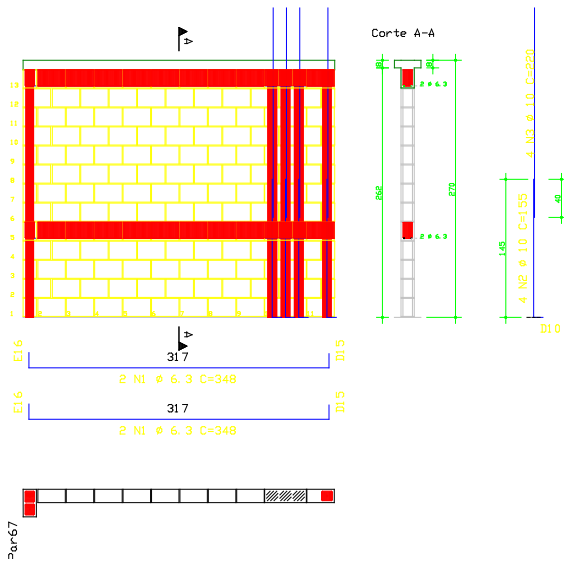
Parede Par18
8x



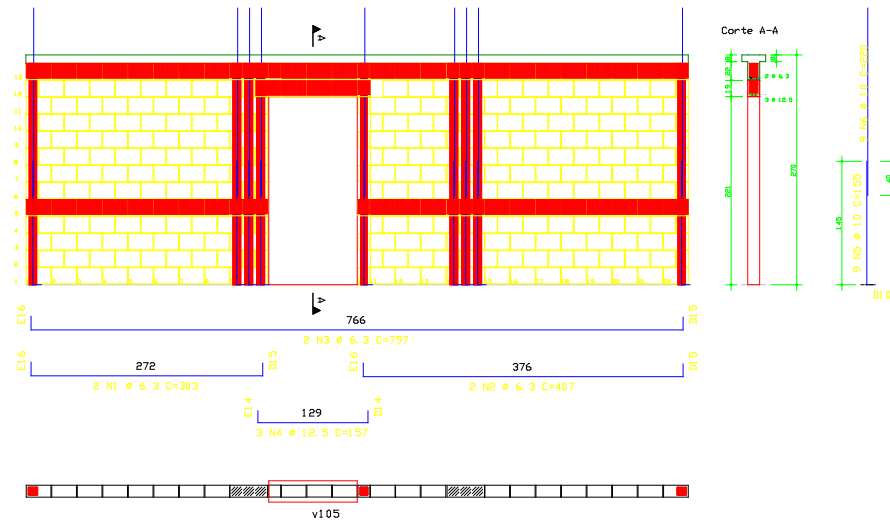
Parede Par21
8x



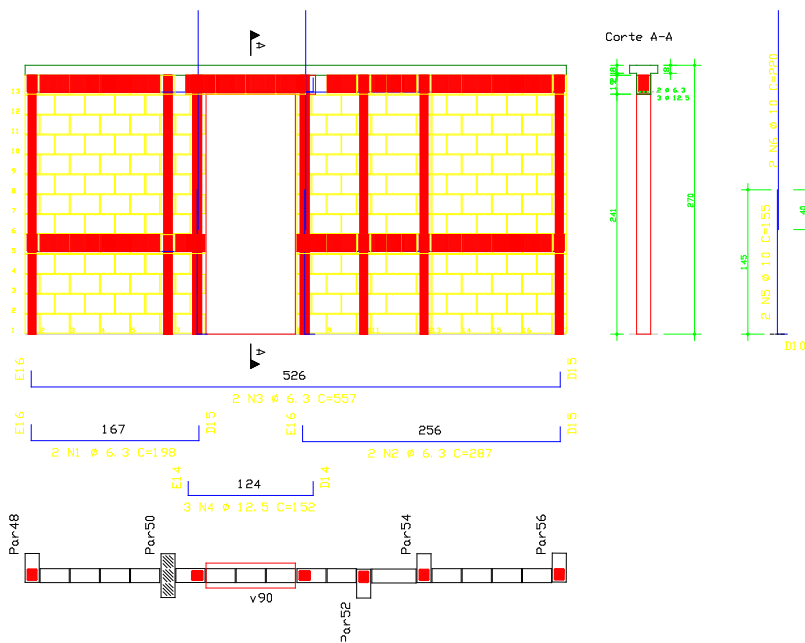
Parede Par23
8x



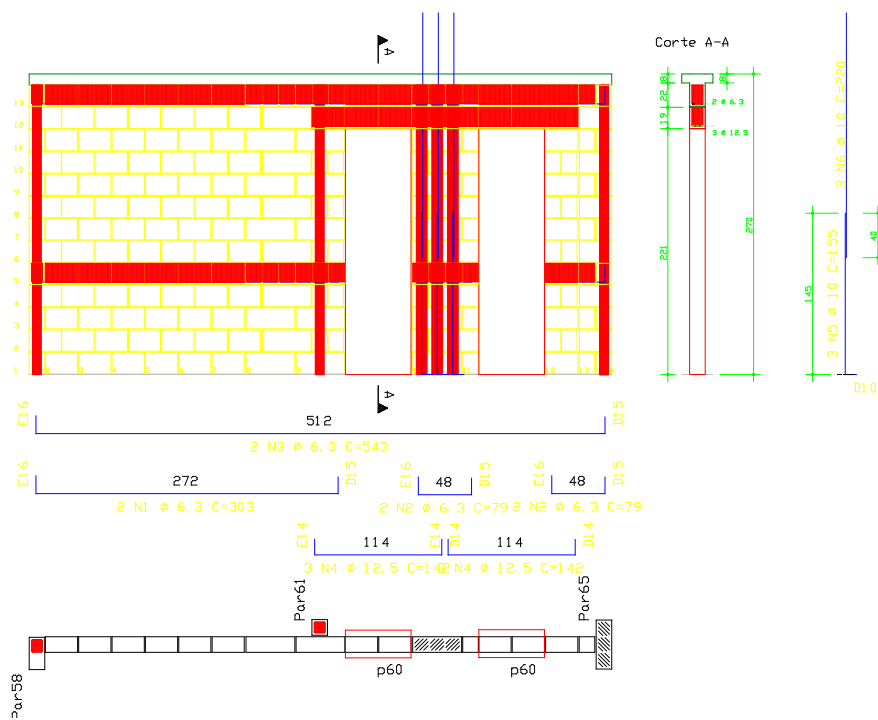
Parede Par24
8x



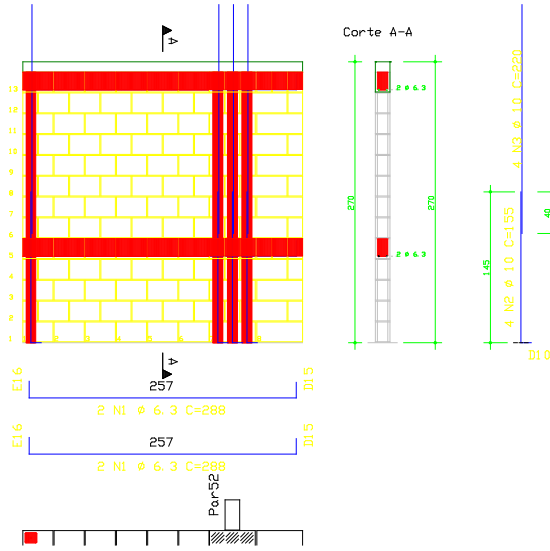
Parede Par26



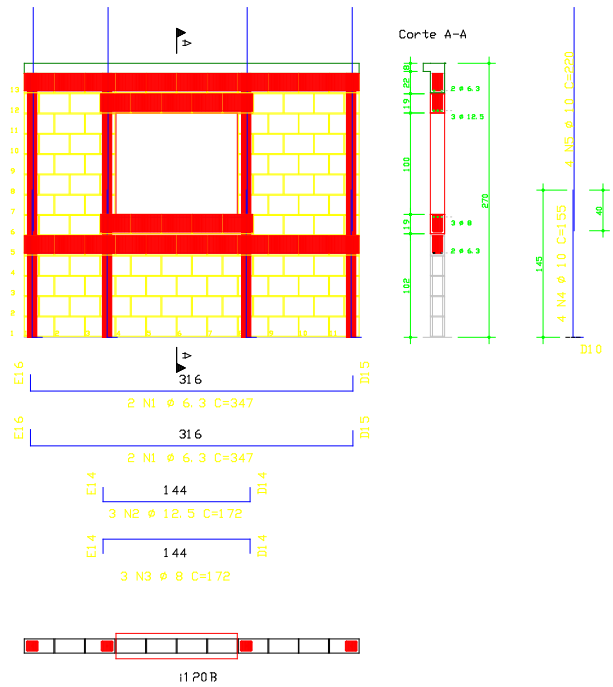
Parede Par28



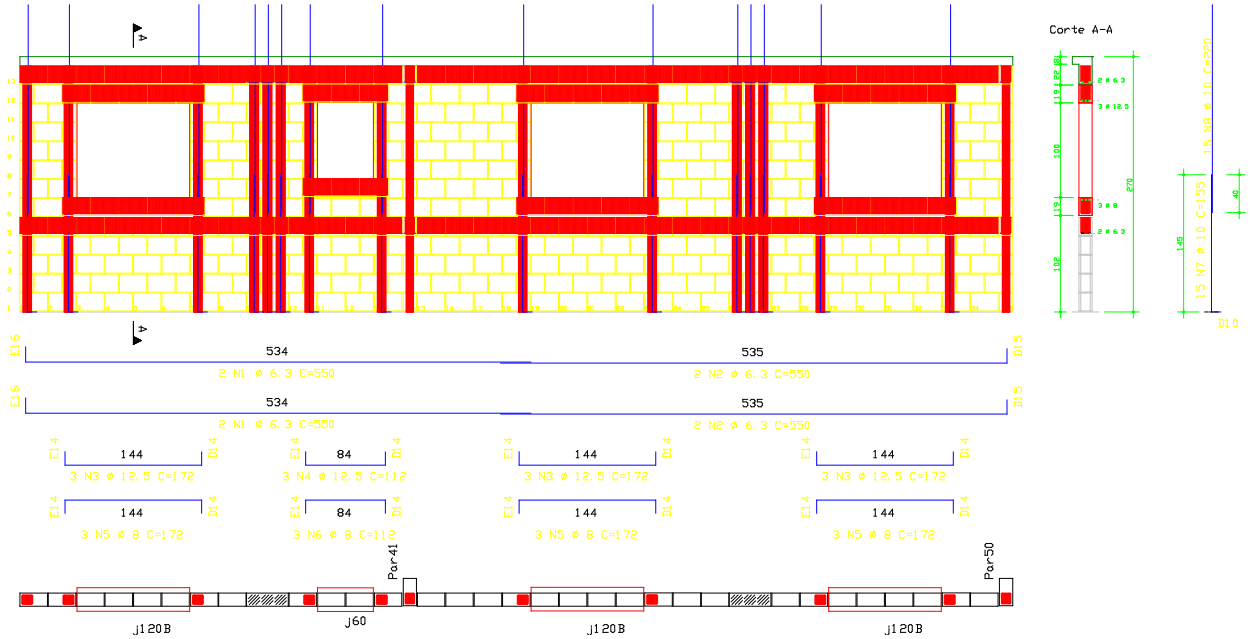
Parede Par29
8x



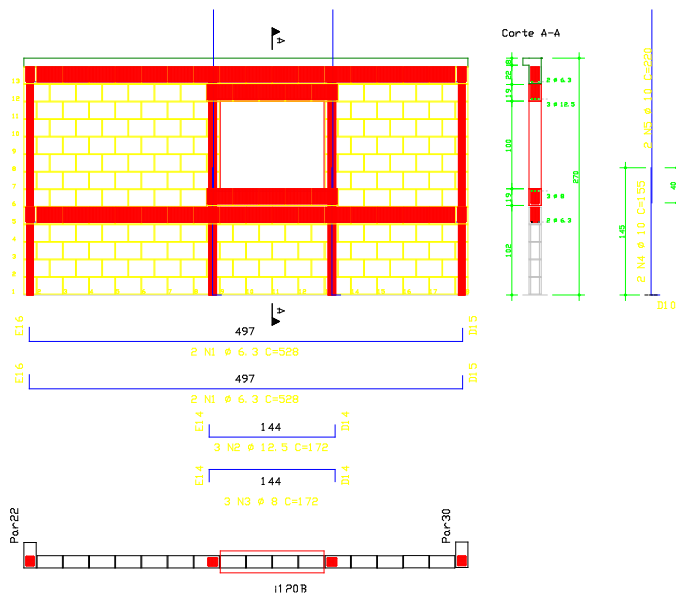
Parede Par30
8x



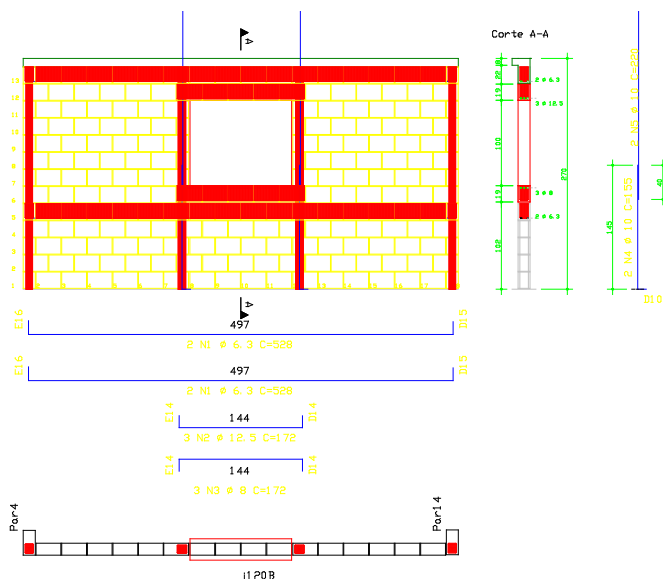
Parede Par32
8x



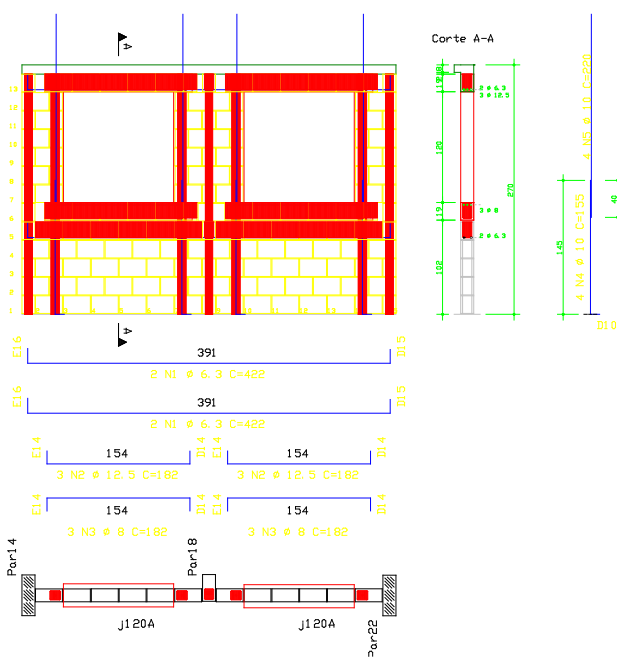
Parede Par34
8x



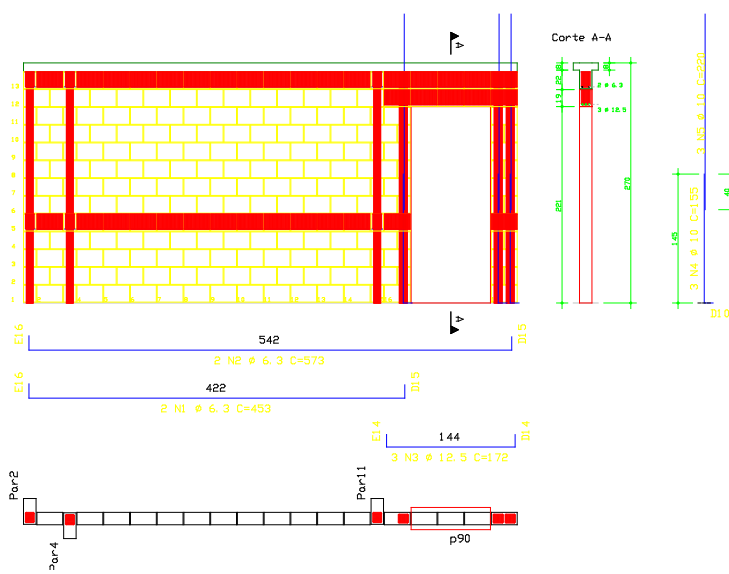
Parede Par35
8x



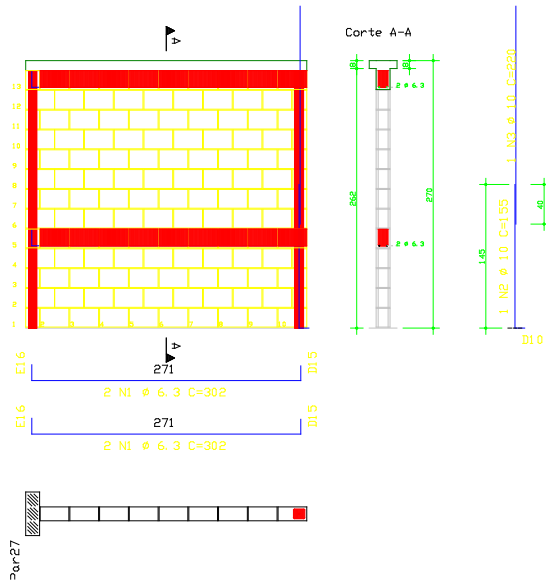
Parede Par36



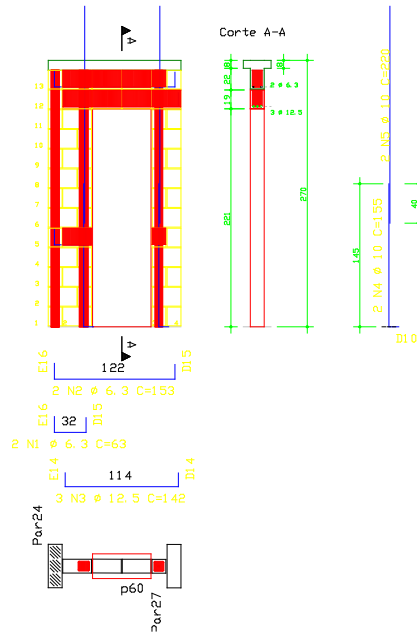
Parede Par38



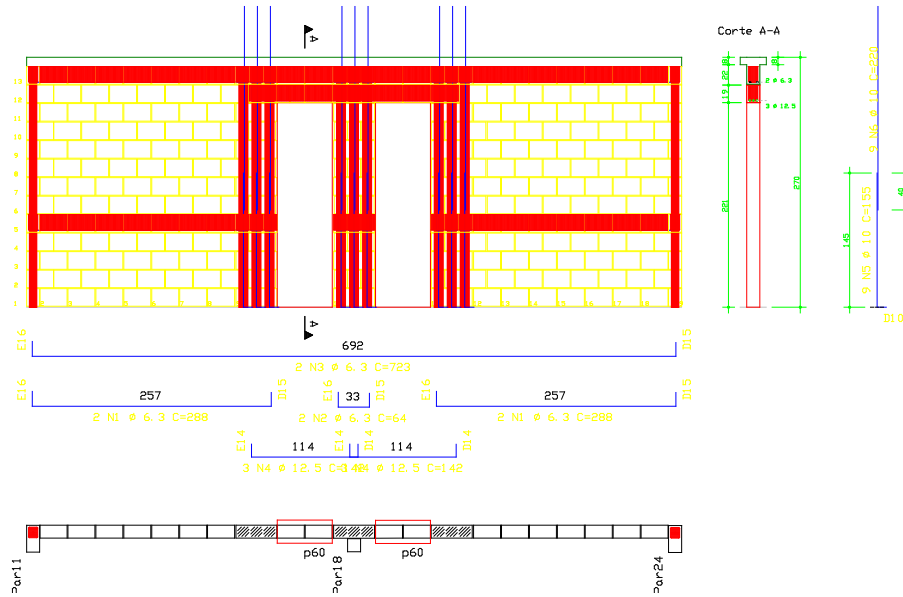
Parede Par41
8x



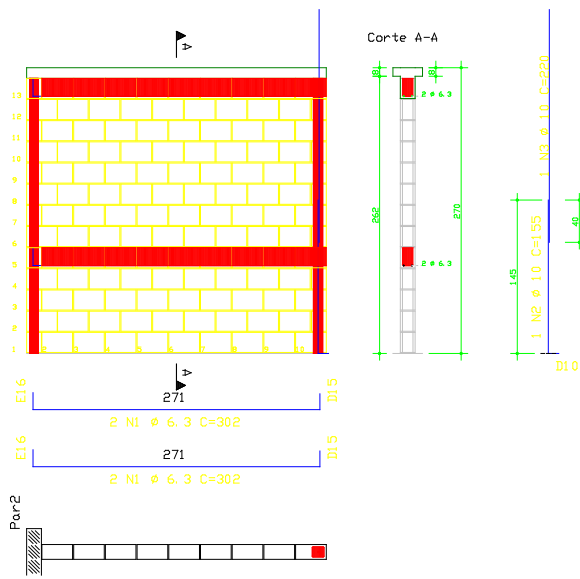
Parede Par43
8x



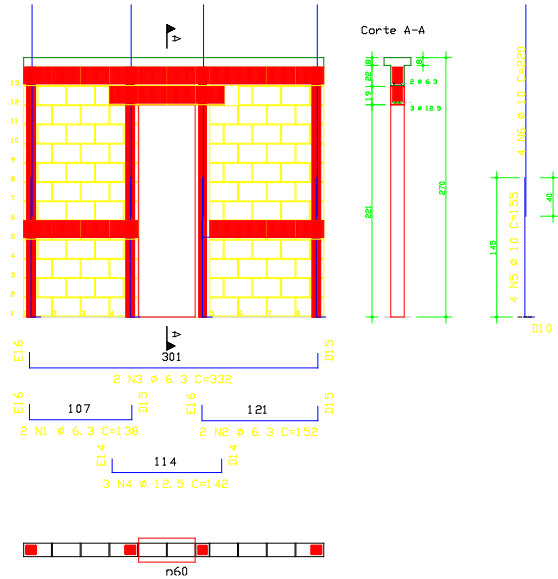
Parede Par46
8x



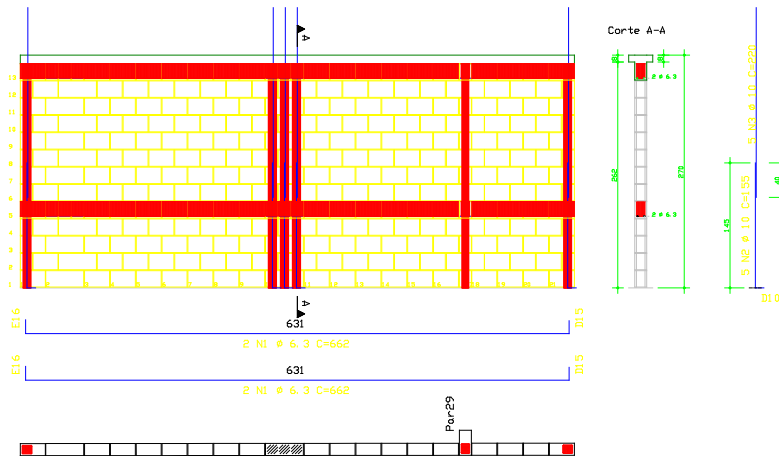
Parede Par47
8x



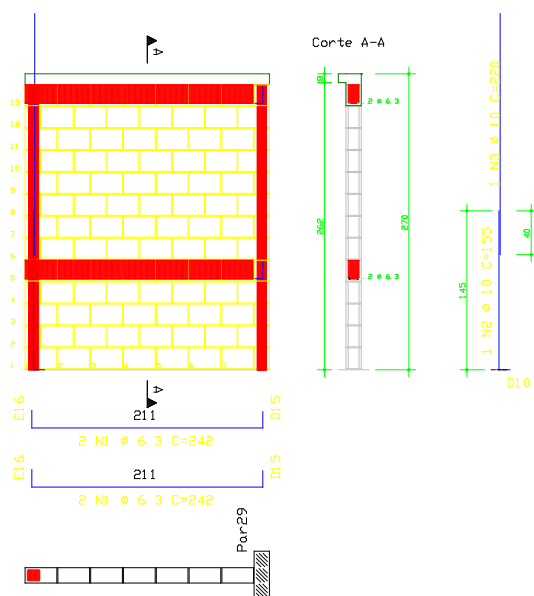
Parede Par48
8x



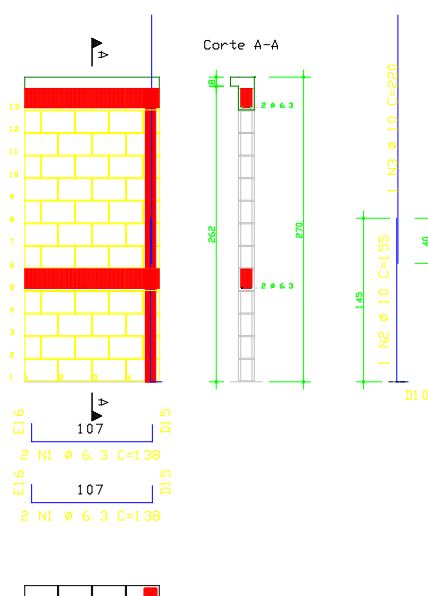
Parede Par50
8x



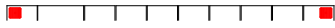
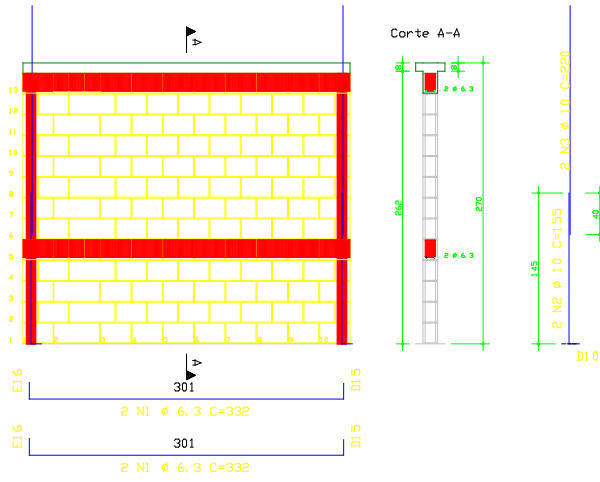
Parede Par52
8x



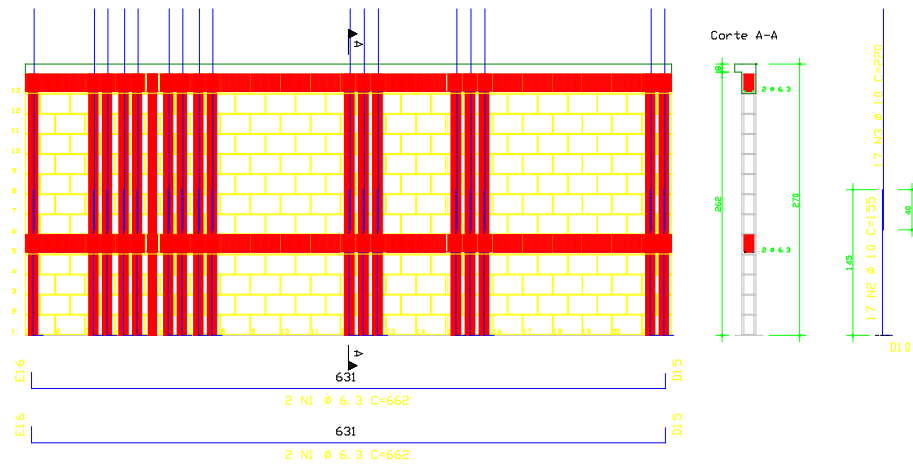
Parede Par53
8x



Parede Par54
8x

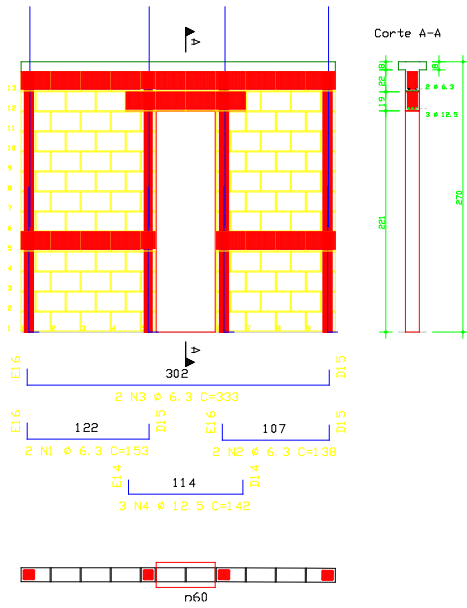


Parede Par55
8x

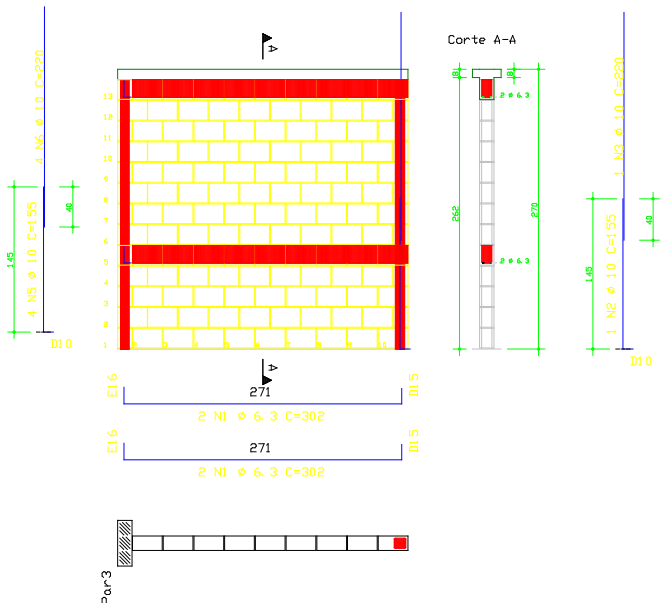


Par6

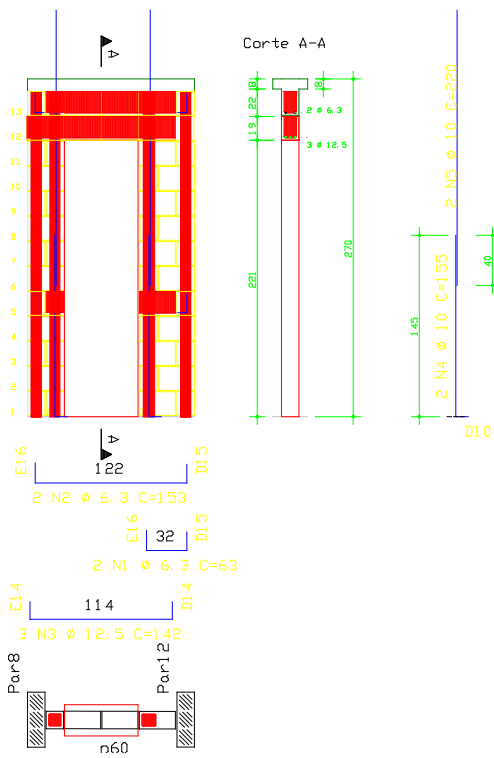
Parede Par56
8x



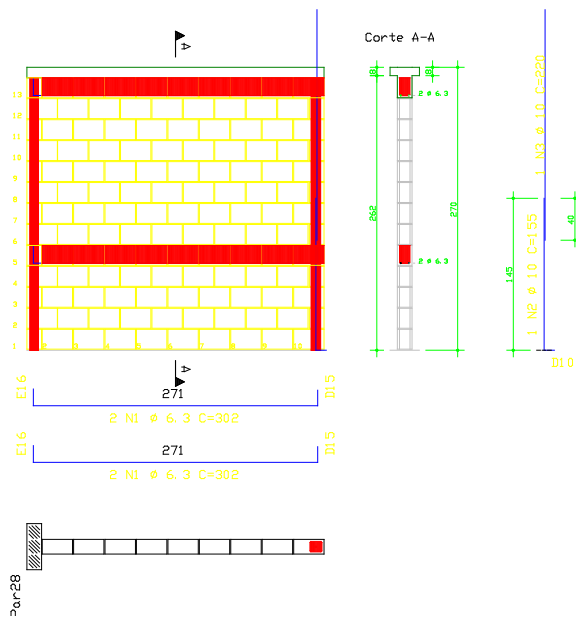
Parede Par60
8x



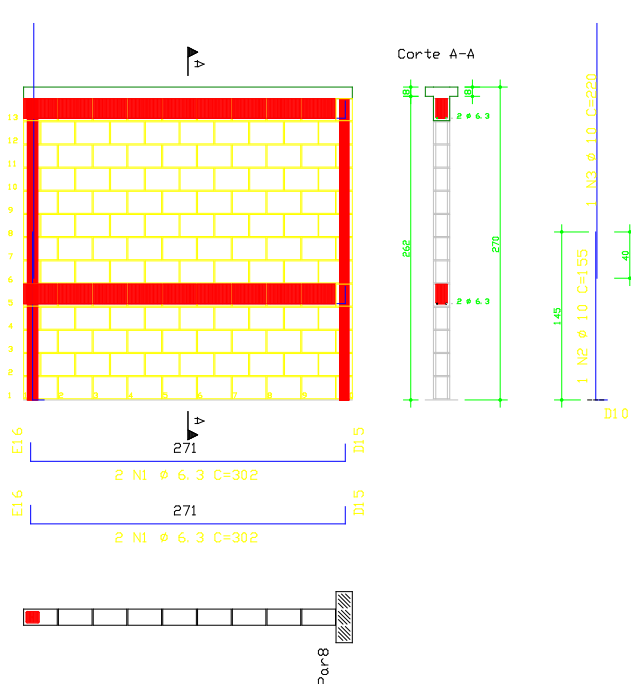
Parede Par62
8x



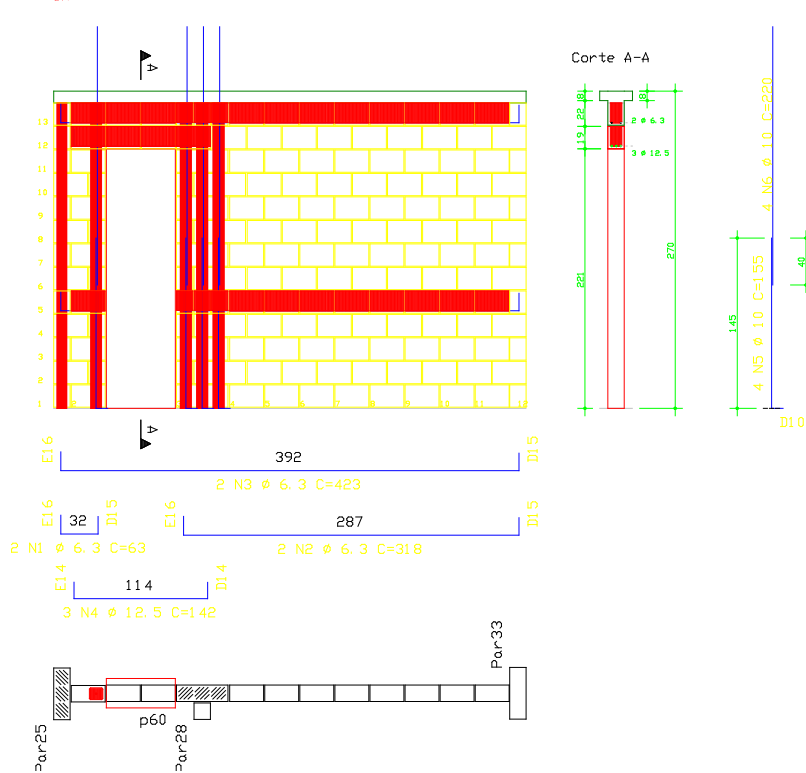
Parede Par63
8x



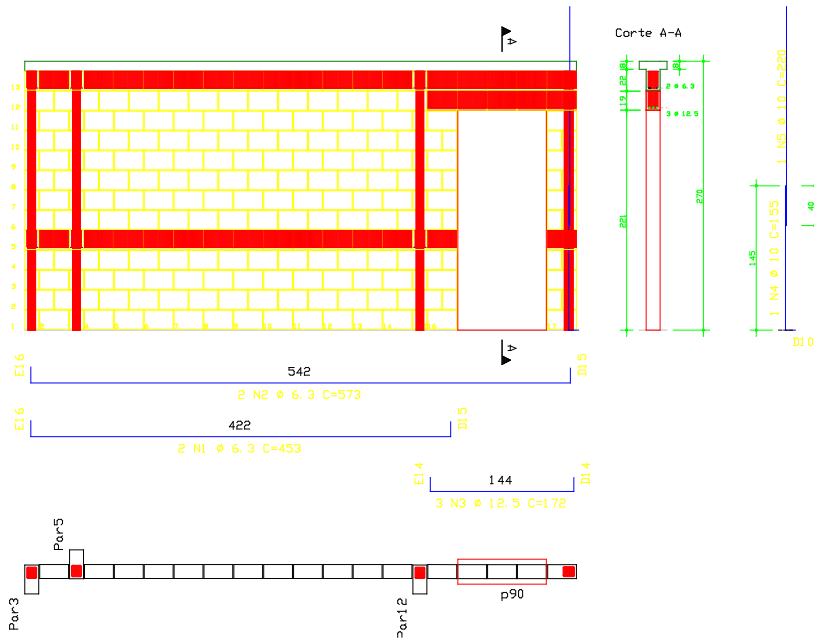
Parede Par64



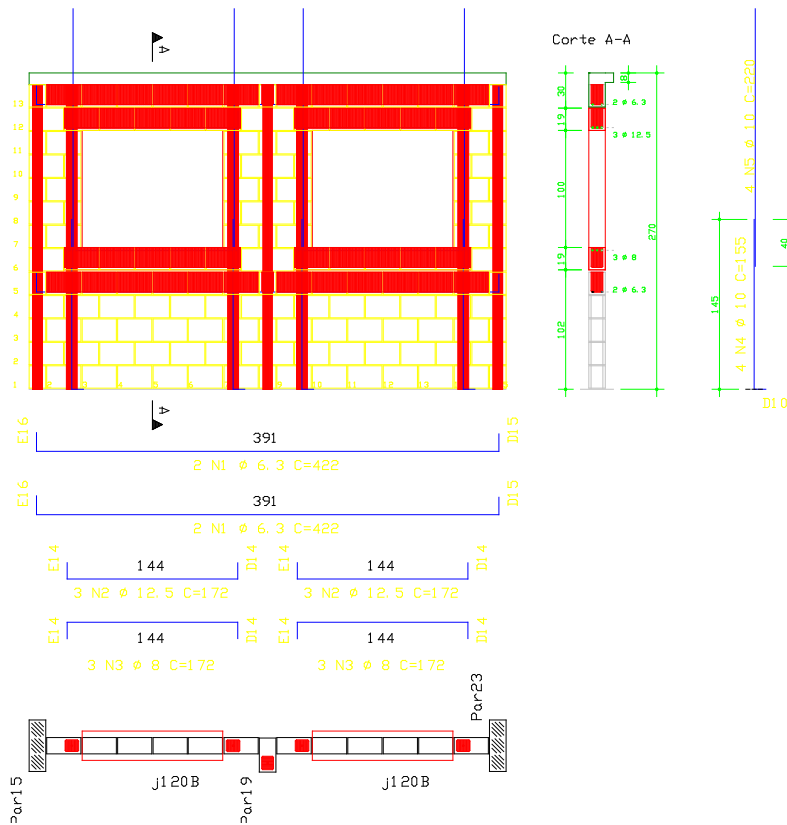
Parede Par65

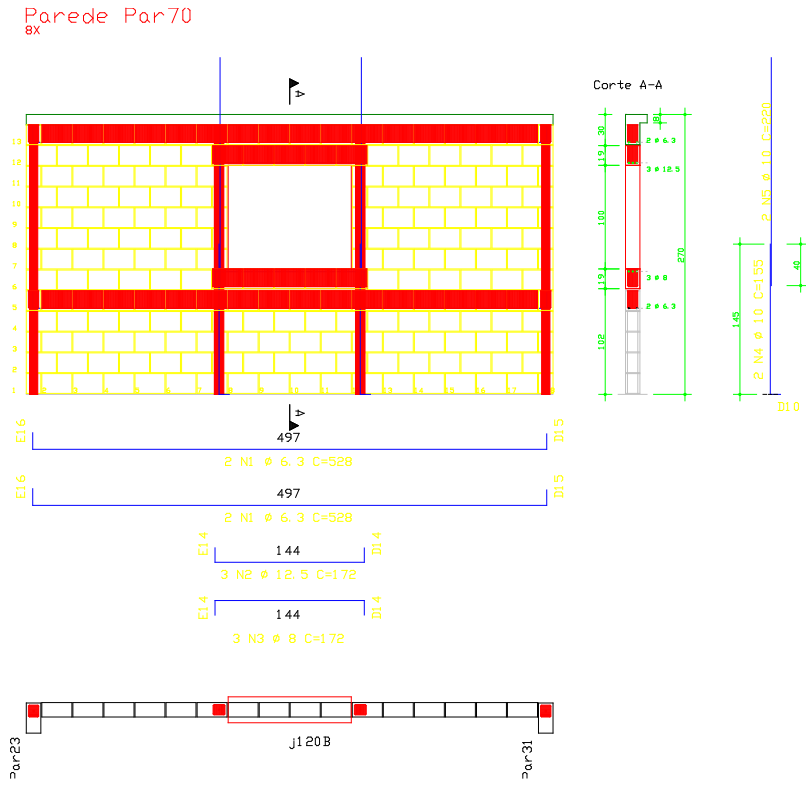


Parede Par68
8x



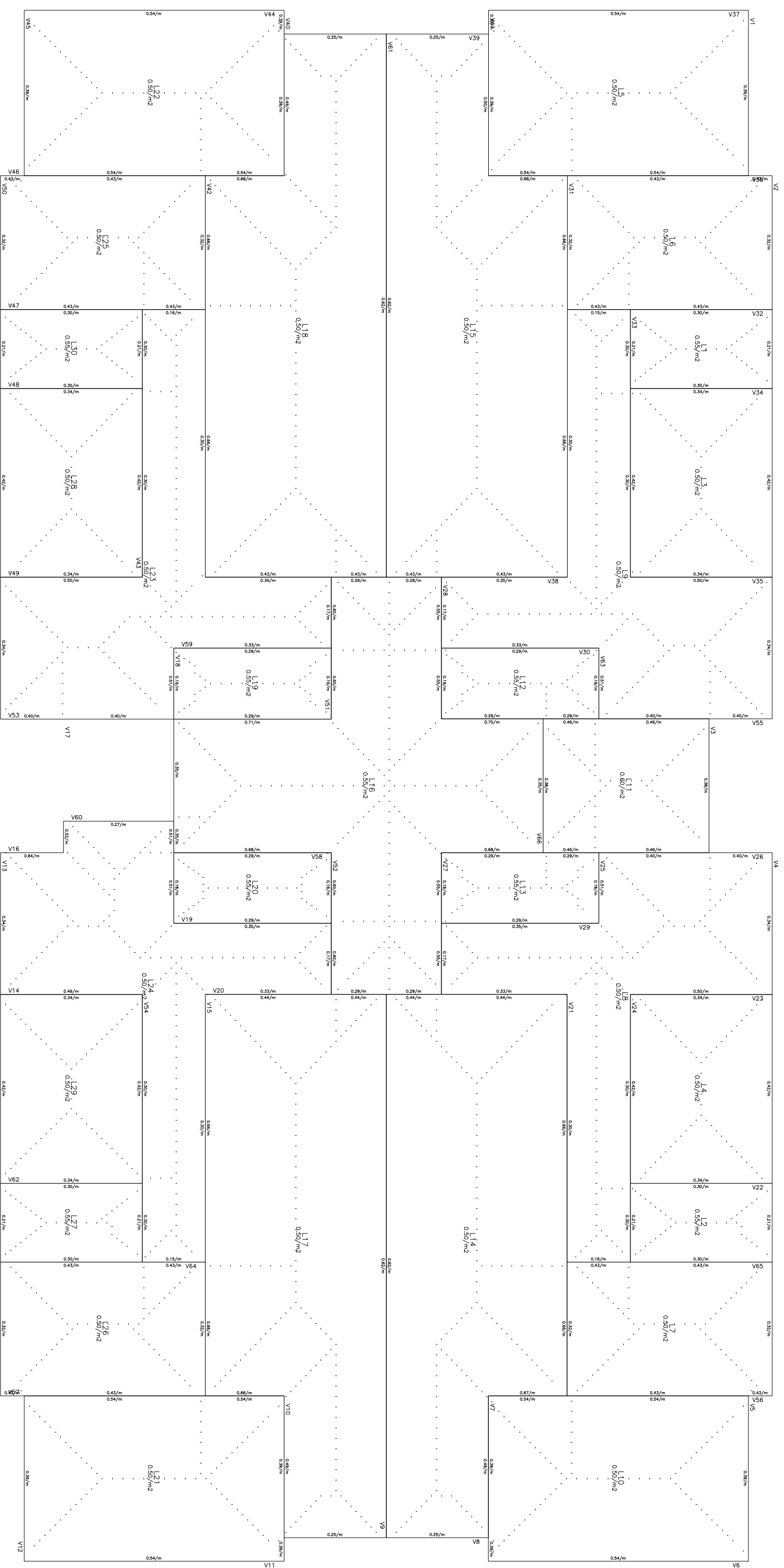
Parede Par69
8x



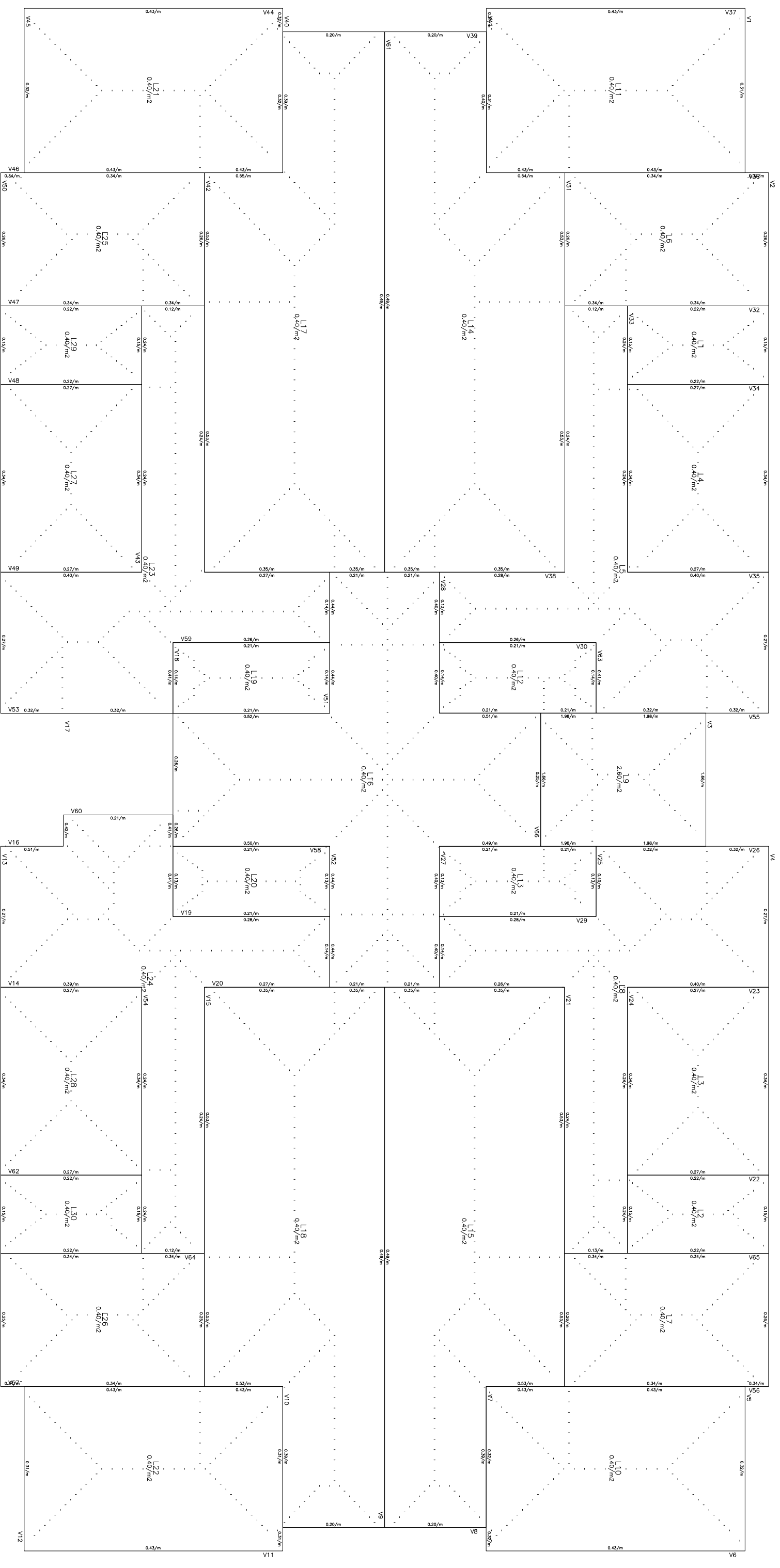


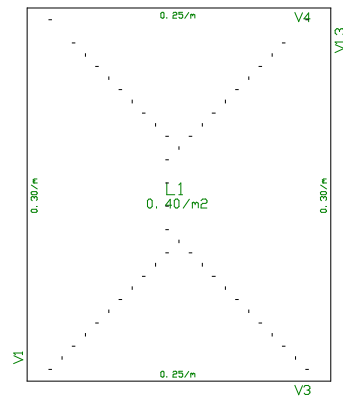
APÊNDICE C – Cargas das Lajes sobre as Paredes Portantes

CARGAS NAS LAJES DO PAV. TIPO

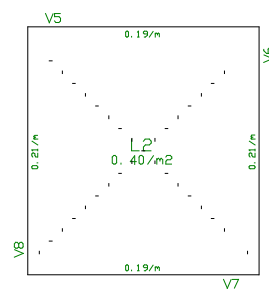


CARGAS NAS LAJES DO PAV. COBERTURA





Cargas nas Lajes - Ático



APÊNDICE D – Estabilidade Global

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
 T Q S N G E V13.5.116 07/11/16 08:46:54
 C:\TQS\TCC\ESPACIAL
 DEP ENG CIVIL ESCOLA DE ENGENHARIA UFRGS
 AV.OSVALDO ARANHA,99 -3º ANDAR SALA 308B

Projeto 1
 Pórtico 'CAD/Alvest - Modelo Estimado'
 'CAD/Alvest - Modelo Estimado'

Informações de cálculo

=====

Caso de carga vertical	1
==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos'	
Caso vertical tem carga acidental reduzida	Não
Majorador de cargas verticais GamaF/GamaF3.....	1.27
Majorador de cargas horizontais GamaF/GamaF3.....	1.27
Coefficiente de não linearidade física	1.00
Módulo de elasticidade (Alv10).....	259200.00
Tipo de módulo de elasticidade usado	Tangente
Correção no GamaZ para transferência de esforços..	.95
1/Ângulo de imperfeições geométricas globais	300.00
Considerar deslocamento horiz das cargas verticais	Sim
Valor de referência de GamaZ	1.10
Valor de referência de Alfa60
Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar GamaZ	4
Cota final	26.60
Cota inicial00

Casos de carregamento horizontal

=====

Caso	Prefixo	Título
5	VENT1	Vento (1)
6	VENT2	Vento (2)
7	VENT3	Vento (3)
8	VENT4	Vento (4)

Combinações de ELU para vigas e lajes

=====

Caso	Prefixo	Título
10	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1	
11	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2	
12	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3	
13	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4	
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1	
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2	
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3	
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4	

Combinações de ELU para pilares e fundações

=====

Caso	Prefixo	Título
10	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1	
11	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2	
12	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3	
13	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4	
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1	
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2	
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3	
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4	

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

Legenda Valor

Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm)
GamaZ	Coefficiente de estabilidade e de amplificação dos momentos de 1a ordem. $1/(1-M2/M1 * GamaF/GamaF3)$
MultH	Multiplicador de esforços horizontais derivado de GamaZ
Alfa	Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica
Obs	Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.
RM2M1	Relação $1+(M2/M1 * GamaF/GamaF3)$ p/cálculo por P-Delta

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	Obs
5	90.	3462.3	28.7	112.6	1778.7	157.5	1.021	.406	
6	270.	3462.3	28.9	113.5	1793.1	157.5	1.021	.406	
7	0.	3462.3	6.7	41.4	654.3	157.5	1.013	.325	
8	180.	3462.3	6.7	41.4	654.3	157.5	1.013	.325	

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	GamaZ	Alfa	Obs
10	90.	3462.3	17.2	67.6	1067.2	1.000	1.021	.406	
11	270.	3462.3	17.4	68.1	1075.9	1.000	1.021	.406	
12	0.	3462.3	4.0	24.9	392.6	1.000	1.013	.325	
13	180.	3462.3	4.0	24.9	392.6	1.000	1.013	.325	
14	90.	3462.3	28.7	112.6	1778.7	1.000	1.021	.406	
15	270.	3462.3	28.9	113.5	1793.1	1.000	1.021	.406	
16	0.	3462.3	6.7	41.4	654.3	1.000	1.013	.325	
17	180.	3462.3	6.7	41.4	654.3	1.000	1.013	.325	

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	GamaZ	Alfa	Obs
10	90.	3462.3	17.2	67.6	1067.2	1.000	1.021	.406	
11	270.	3462.3	17.4	68.1	1075.9	1.000	1.021	.406	
12	0.	3462.3	4.0	24.9	392.6	1.000	1.013	.325	
13	180.	3462.3	4.0	24.9	392.6	1.000	1.013	.325	
14	90.	3462.3	28.7	112.6	1778.7	1.000	1.021	.406	
15	270.	3462.3	28.9	113.5	1793.1	1.000	1.021	.406	
16	0.	3462.3	6.7	41.4	654.3	1.000	1.013	.325	
17	180.	3462.3	6.7	41.4	654.3	1.000	1.013	.325	

Observações IMPORTANTES

Para efeito de verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais, este edifício será considerado indeslocável.

Notas

Embora o sistema permita controlar a transferência ou não de esforços e o uso ou não dos parâmetros de estabilidade para majorar os esforços horizontais, recomendamos que os esforços solicitantes com vento sejam sempre transferidos para dimensionamento e detalhamento, majorados se necessário conforme o cálculo dos parâmetros de estabilidade ou por processo P-Delta.

Sugerimos a majoração automática dos esforços horizontais pelo GamaZ para valores de GamaZ entre 1.1 e 1.3, e somente para edificações com 4 pisos ou mais. Edificações com menos

de 4 pisos podem ser analisada pelo parâmetro Alfa, desde que sejam simétricas. Em qualquer outro caso os parâmetros mostrados aqui não tem precisão e os efeitos de segunda ordem deverão ser analisados por um processo mais refinado, como P-Delta.

O carregamento vertical usado para cálculo de momentos de segunda ordem é composto de todas as cargas verticais permanentes e acidentais, possivelmente com redução de sobrecargas. Isto vale tanto para os casos simples quanto para as combinações.

Nas combinações são considerados os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, mas somente de maneira desfavorável. Os GamaZ obtidos nos casos de vento simples servem como um valor mínimo.

Verificações em ELS

Caso	Prefixo	Título
5	.30VENT1	
6	.30VENT2	
7	.30VENT3	
8	.30VENT4	

Valores máximos permitidos de deslocamento

Horizontal absoluto	: H/1700.
Altura do edifício	: H= 26.60m
Horizontal entre pavimentos	: Hi/850.
Vertical	: L/250.

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

Legenda	Valor
Caso	Caso de carregamento de ELS
DeslH	Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1	Valor relativo à altura total do edifício
Piso	Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp	Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3	Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs	Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

Deslocamentos máximos

Caso	DeslH	Relat1	Obs
5	.68	H/3938.	
6	.68	H/3906.	D
7	.16	H/16771.	
8	.16	H/16771.	

Deslocamentos máximos entre pisos

Caso	Piso	DeslHp	Relat3	Obs
5	-1	.00	Hi/0.	
6	-1	.00	Hi/0.	
7	-1	.00	Hi/0.	
8	-1	.00	Hi/0.	

Observações IMPORTANTES

Observações para os casos com Obs="D":
Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo