

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

Renata Cardoso

**ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA:
PRINCÍPIOS E APLICAÇÃO**

Porto Alegre
dezembro 2013

RENATA CARDOSO

**ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA:
PRINCÍPIOS E APLICAÇÃO**

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 Désir

Porto Alegre
dezembro 2013

RENATA CARDOSO

**ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA:
PRINCÍPIOS E APLICAÇÃO**

Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2013

Prof. Jean Marie Désir
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Ronaldo Bastos Duarte
Ph.D. pela Universidade de Edinburgh

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a minha mãe, Rosane, que sempre me apoiou e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação esteve ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Jean Marie Désir, orientador deste trabalho, pela ajuda e esclarecimento durante execução do mesmo.

Agradeço ao Prof. Guilherme Parsekian pela atenção e disponibilidade para transmitir seus conhecimentos.

Agradeço minha família que sempre esteve presente e me incentivaram durante toda a graduação.

Se minha mente consegue imaginar,
então eu consigo realizar.

Napoleon Hill

RESUMO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado, que tem se consolidado cada vez mais no Brasil, sendo largamente utilizado em edificações de baixa e média altura. O principal conceito estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Por isso, muitos estudos sobre alvenaria estrutural priorizam os aspectos sobre resistência à compressão e a seu processo construtivo. Porém, para o mais amplo emprego da alvenaria estrutural, é importante a busca de técnicas para o melhoramento da capacidade resistente deste sistema estrutural. Devido a isso, este trabalho foi desenvolvido para avaliar o uso da tecnologia de protensão na alvenaria estrutural, possibilitando assim que as estruturas em alvenaria suportem esforços laterais elevados mesmo quando apresentam maior esbeltez. Para realização do estudo, foram descritos casos em que o sistema de alvenaria estrutural protendida pode ser utilizado, posteriormente foram levantados os critérios e procedimentos a serem levados em conta no dimensionamento da alvenaria protendida e então foi apresentado um exemplo de aplicação de uma parede com pé direito elevado. Constatando-se assim, que a protensão é uma alternativa para o melhoramento do uso da alvenaria estrutural, viabilizando estruturas, que normalmente são consideradas inviáveis, com processo construtivo simplificado.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural Protendida. Utilização da Alvenaria Protendida. Critérios de Dimensionamento da Alvenaria Protendida. Parede com Pé Direito Elevado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama de etapas	20
Figura 2 – Chapa para posicionamento dos cabos	29
Figura 3 – Execução da alvenaria protendida	33
Figura 4 – Muro de arrimo	35
Figura 5 – Sistema de protensão utilizado em silos	36
Figura 6 – Pilar de alvenaria estrutural protendida	38
Figura 7 – Seção transversal de ponte para pedestres	41
Figura 8 – Foto de ponte para pedestres	41
Figura 9 – Tipologias para paredes protendidas	42
Figura 10 – Princípios de dimensionamento da protensão em alvenaria	45
Figura 11 – Diagrama de tensões para alvenaria não armada	48
Figura 12 – Tensão de contato	52
Figura 13 – Planta baixa do pavilhão	54
Figura 14 – Corte AA	55
Figura 15 – Corte BB	55
Figura 16 – Forma de atuação das cargas permanentes	56
Figura 17 – Forma de atuação da sobrecarga	57
Figura 18 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 90°	57
Figura 19 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 0°	57
Figura 20 – Diagrama de momentos devido às ações do vento	58
Figura 21 – Seção proposta	59
Figura 22 – Diagrama de tensões	61
Figura 23 – Detalhe da parede	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Comparativo entre os tipos de protensão.....	28
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores característicos da resistência à tração na flexão	46
Tabela 2 – Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes	50
Tabela 3 – Valores do coeficiente de relaxação em porcentagem	52
Tabela 4 – Valores máximos do índice de esbeltez de paredes	59
Tabela 5 – Propriedades da seção	60
Tabela 6 – Cargas para base	61
Tabela 7 – Cargas para $3/8h$	61
Tabela 8– Combinação de ações mais crítica	61
Tabela 9– Dimensionamento da alvenaria	62
Tabela 10– Verificação da ruptura	63
Tabela 11– Valores de referência	64
Tabela 12– Perdas de protensão	64

LISTA DE SIGLAS

HRC – Dureza *Rockwell C*

ITD – Indicador de tração direta

LISTA DE SÍMBOLOS

T – torque aplicado (N.mm)

k – fator de redução

D – diâmetro nominal da rosca (mm)

F – força axial (N)

f_{bd} – valor de cálculo da resistência de aderência (MPa)

f_{cd} – resistência à compressão de projeto do concreto (MPa)

k_{mod} – coeficiente de modificação

k_1 – coeficiente de modificação dependente do tipo de barra

k_2 – coeficiente de modificação dependente da zona de aderência

k_3 – coeficiente de modificação dependente do diâmetro da barra

l_{bo} – comprimento básico de ancoragem (mm)

ϕ – diâmetro da barra (mm)

f_{yk} – valor característico da resistência de escoamento da armadura (MPa)

S_d – esforço solicitante de cálculo

R_d – esforço resistente de cálculo

f_{pk} – resistência característica de compressão simples do prisma (MPa)

f_{ppk} – resistência característica de compressão simples de pequena parede (MPa)

N_{rd} – força normal resistente de cálculo (N)

f_d – resistência à compressão da alvenaria (MPa)

A – área da seção resistente (mm²)

R – coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento

λ – índice de esbeltez

σ_c – tensão de compressão (MPa)

σ_t – tensão de tração (MPa)

f_{td} – resistência à tração da alvenaria (MPa)

N_d – força normal de cálculo (N)

M_d – momento fletor de cálculo (N.mm)

Z – mínimo módulo de resistência de flexão da seção resistente (mm³)

K – fator que ajusta a resistência à compressão na flexão

M_u – momento último (N.mm)

x – posição da linha neutra (mm)

A_p – área dos cabos de protensão (mm²)

f_{pd} – tensão nominal no cabo de protensão (MPa)

b – largura da parede (mm)

d – altura útil (mm)

f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (MPa)

σ – tensão normal de pré-compressão (MPa)

$\Delta\sigma$ – variação média de tensão de protensão (MPa)

α_e – razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria

σ_m – tensão de protensão inicial no centroide dos cabos de protensão (MPa)

E_p – módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão (MPa)

ΔT – variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$)

k_a – coeficiente de dilatação térmica da alvenaria ($\text{mm/mm}/^{\circ}\text{C}$)

k_s – coeficiente de dilatação térmica do aço ($\text{mm/mm}/^{\circ}\text{C}$)

C – fluência específica (mm/mm/MPa)

ε_{ms} – coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria (mm/mm)

f_{ptk} – resistência a tração do aço de protensão (MPa)

σ_{po} – tensão no aço de protensão (MPa)

p – peso da alvenaria (N/m)

γ – peso específico da alvenaria (N/m^3)

e – espessura da parede (m)

h – altura da parede (m)

h_e – altura efetiva (m)

t_e – espessura efetiva (m)

B – comprimento da seção proposta (m)

H – espessura da seção proposta (m)

I – momento de inércia (m^4)

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

f_{bk} – resistência característica de compressão simples do bloco (MPa)

γ_m – coeficiente de ponderação das resistências

η – rendimento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
2 DIRETIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	18
2.2.1 Objetivos principais	18
2.2.2 Objetivos secundários	18
2.3 PREMISSA	19
2.4 DELIMITAÇÕES	19
2.5 LIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO	19
3 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL	22
3.1.1 Unidade	23
3.1.2 Argamassa	23
3.1.3 Graute	24
3.1.4 Armadura	24
3.2 ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA	24
3.2.1 Blocos e argamassa	25
3.2.2 Armadura de protensão	25
3.2.3 Aplicação da protensão	25
3.2.4 Grauteamento e contenção lateral da armadura	28
3.2.5 Ancoragens	29
3.2.6 Proteção contra corrosão	31
3.2.7 Método construtivo	32
4 UTILIZAÇÃO DA ALVENARIA PROTENDIDA	34
4.1 MUROS DE ARRIMO	34
4.2 DEPÓSITOS E SILOS	36
4.3 EDIFICAÇÕES DE PEQUENA ALTURA	37
4.4 PILARES	38
4.5 PAREDES CORTA-FOGO E DE BARREIRA ACÚSTICA	38
4.6 PAINÉIS DE FACHADA PRÉ-FABRICADOS	39
4.7 VIGAS	40
4.8 TABULEIRO DE PONTE PARA PEDESTRES	40

4.9 RECUPERAÇÃO DE PRÉDIOS ANTIGOS	42
4.10 POSSIBILIDADE DE USO	42
4.11 VANTAGENS	44
4.12 DESVANTAGENS	44
5 PROCEDIMENTO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	45
5.1 FLEXÃO E COMPRESSÃO	45
5.2 FORÇA DE PROTENSÃO	46
5.3 RESISTÊNCIA DA ALVENARIA	47
5.3.1 Compressão simples	47
5.3.2 Flexão simples	48
5.3.3 Flexo-compressão	48
5.4 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA	49
5.5 CISALHAMENTO	50
5.6 PERDAS DE PROTENSÃO	50
5.6.1 Deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos e fluência	51
5.6.2 Atrito, acomodação das ancoragens e relaxação do aço	51
5.6.3 Tensão de contato	52
5.6.4 Ancoragem nos apoios	53
6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO	54
6.1 CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA	55
6.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA	58
6.3 DIMENSIONAMENTO DA PAREDE	60
6.3.1 Força de protensão	60
6.3.2 Resistência da alvenaria	62
6.3.3 Verificação da ruptura	62
6.3.4 Cisalhamento	63
6.3.5 Perdas de protensão	63
6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	65
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
REFERÊNCIAS	68
APÊNDICE A	70

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado, no qual a função estrutural é desempenhada pela própria alvenaria, não sendo necessários pilares e vigas, comuns no tradicional sistema de concreto armado. Procura-se que as paredes, chamadas estruturais, distribuam a carga uniformemente ao longo da fundação.

O uso da alvenaria como estrutura tem se consolidado cada vez mais no Brasil, ela é um sistema que tem sido largamente utilizado em edificações de baixa e média altura. Por isso, existem muitos estudos sobre a alvenaria estrutural priorizando geralmente os aspectos sobre a resistência à compressão e a seu processo construtivo. Contudo, em diversos países existem muitas construções de grande porte, realizadas em alvenaria estrutural e que demandam soluções arrojadas. É o caso, por exemplo, de edifícios relativamente altos, silos, construções baixas, mas com pé direito alto. Nestas situações a protensão pode ser uma alternativa para a aplicação deste método construtivo.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003, p. 1), na alvenaria o principal conceito estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Já as tensões de tração devem estar restritas a alguns elementos e não devem apresentar valores elevados.

Assim sendo, a presença de tensões de tração se torna uma preocupação, já que para edificações de grande altura, as cargas laterais são mais significativas e provocam esse tipo de tensão nas paredes. A utilização de protensão tem a vantagem de permitir a adequação do sistema à fase construtiva no qual se encontra ajustado o nível de tensão admissível. De uma maneira geral, o uso da protensão permite aplicar uma tensão de compressão inicial (pré-compressão) no sistema, para diminuir ou zerar as tensões de tração que aparecerão quando a alvenaria estará em uso. Assim a protensão possibilita que as estruturas suportem esforços laterais elevados, mesmo quando apresentam maior esbeltez.

Devido a isto, este trabalho estudou a tecnologia para protensão da alvenaria estrutural, no qual foram apresentadas as vantagens e desvantagens que a alvenaria estrutural pretendida apresenta e foi avaliada a conveniência de utilizar este sistema em determinados casos. Para

finalizar, foi desenvolvido um exemplo de aplicação da protensão na alvenaria, considerando uma parede com pé direito elevado, que está sujeita a essa situação de tensões.

Este trabalho é dividido em sete capítulos, sendo o capítulo 1 uma introdução ao tema da pesquisa. No capítulo 2, são descritas as diretrizes para o desenvolvimento do trabalho. O capítulo 3 apresenta os conceitos e características da alvenaria estrutural e alvenaria estrutural protendida, descrevendo os materiais e aspectos construtivos. No capítulo 4, são mostrados diferentes casos, nos quais é utilizada a alvenaria estrutural protendida, também são discutidas as vantagens e desvantagens do sistema. No capítulo 5, são apresentados os critérios e o procedimento para realização do dimensionamento. O capítulo 6 é a apresentação de um exemplo de aplicação, sendo este uma parede com pé direito elevado. Por fim, no capítulo 7, são apresentadas as considerações finais sobre este trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais as diretrizes de dimensionamento e os parâmetros de projeto que devem ser levados em conta em um exemplo de aplicação utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida em uma estrutura?

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 a apresentação de diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) apresentação dos procedimentos de execução e aplicações da alvenaria protendida;
- b) descrição dos casos de utilização da protensão na alvenaria;
- c) apresentação das vantagens e as limitações deste sistema.

2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, para o mais amplo emprego da alvenaria estrutural, é importante a busca de técnicas para o melhoramento da capacidade resistente desse sistema estrutural.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a analisar o emprego do sistema de alvenaria estrutural pretendida.

2.5 LIMITAÇÕES

É limitação do trabalho, o dimensionamento e desenvolvimento de exemplos de aplicação, considerando apenas um elemento estrutural, sendo este uma parede com pé direito elevado.

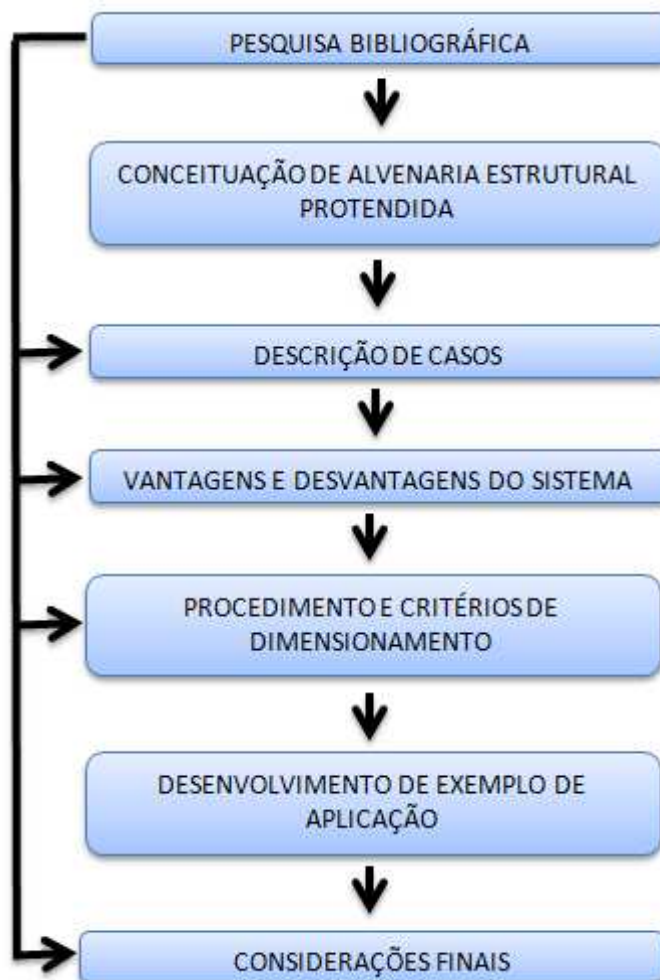
2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) conceituação de alvenaria estrutural pretendida;
- c) descrição de casos;
- d) vantagens e desvantagens do sistema;
- e) procedimento e critérios de dimensionamento;
- f) desenvolvimento de exemplo de aplicação;
- g) considerações finais.

A elaboração do trabalho inicia com a pesquisa bibliográfica, quando foram feitas consultas a livros, normas, trabalhos acadêmicos e demais materiais que acrescentem conteúdo quanto ao uso da alvenaria estrutural pretendida. Com base na etapa de pesquisa bibliográfica, foi possível apresentar as características básicas da alvenaria estrutural, da protensão e assim apresentar informações da alvenaria estrutural pretendida.

Figura 1 – Diagrama de etapas



(fonte: elaborado pelo autor)

A próxima etapa foi a descrição de casos em que alvenaria estrutural protendida é utilizada, também baseada na revisão bibliográfica. Nesta etapa foram apresentadas estruturas em que a alvenaria protendida foi a solução escolhida. Através dos exemplos de aplicação do sistema, foi possível apresentar as vantagens e desvantagens que podem ser obtidas pela técnica, nos diversos casos.

Na fase denominada procedimento e critérios de dimensionamento foram apresentados os parâmetros de projeto a serem levados em conta e critérios para seu dimensionamento. Com base nos critério de dimensionamento, foi possível apresentar exemplos de aplicação da protensão na alvenaria, para estruturas que apresentam esforços que somente o sistema tradicional de alvenaria estrutural não é capaz de suportar, sendo este elemento uma parede com pé direito elevado.

Após a apresentação das etapas anteriores foram feitas as considerações quanto ao uso do sistema de alvenaria estrutural protendida.

3. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os conceitos e características da alvenaria estrutural, da protensão e da alvenaria estrutural protendida.

3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria estrutural está entre os sistemas construtivos mais utilizados pelo homem. Desde a Antiguidade ela tem sido muito utilizada em suas habitações, monumentos e templos religiosos. Como exemplos, podem ser citados as pirâmides de Guizé, o farol de Alexandria e as catedrais góticas. Apesar do intenso uso da alvenaria, apenas em 1920, passou-se a estudá-la com base em princípios científicos e de experimentação laboratorial (ACCETTI, 1998, p. 1-2).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003, p. 4), de 1889 a 1891 foi construído, em Chicago, o edifício Monadnock. Com 16 pavimentos e 65 metros de altura, foi considerado uma obra ousada, apesar das paredes de base apresentarem 1,80 metros de espessura, devido aos métodos empíricos de dimensionamento empregados até então. Acredita-se que se fosse dimensionado atualmente, com os mesmos materiais, a espessura seria inferior a 30 centímetros.

Ramalho e Corrêa (2003, p. 4) citam, também como marco importante para a alvenaria, a construção, em 1950, de um edifício de 13 pavimentos e 42 metros de altura, na Suíça, com alvenaria estrutural não armada. Considerando que a espessura das paredes internas é de 15 centímetros e que elas recebem a maior parte das cargas da edificação, pode-se concluir que o dimensionamento deve ter sido realizado com base em procedimentos não muito diferentes dos que se utiliza atualmente.

No Brasil, apesar da alvenaria com blocos estruturais ser encarada como um sistema construtivo econômico e racional, demorou muito para esse encontrar seu espaço. Supõem-se que os primeiros edifícios construídos, com apenas 4 pavimentos, tenham surgido em 1966, em São Paulo. Apenas em 1977, se tem notícia dos primeiros edifícios em alvenaria não

armada, com 9 pavimentos. Dessa forma, o sistema acabou se firmando como uma alternativa eficiente e econômica, e, apesar do lento desenvolvimento, a alvenaria foi muito bem aceita, percebendo-se pelo grande número de empresas produtoras de blocos (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 5). Para Ramalho e Corrêa (2003, p. 6), “Entende-se por um componente da alvenaria uma entidade básica, ou seja, algo que compõe os elementos, que por sua vez, comporão a estrutura.”. O bloco ou unidade, a argamassa, o graute e armadura são os principais componentes da alvenaria estrutural. Estes componentes são detalhados nos próximos itens.

3.1.1 Unidades

As unidades ou blocos são os componentes mais importantes que compõem a alvenaria estrutural, uma vez que são eles que definem a resistência à compressão. As mais utilizadas são as unidades de concreto e de cerâmica. Os blocos podem ser denominados maciços ou vazados, sendo considerados maciços aqueles em que o índice de vazios não supera em 25% sua área total, do contrário é considerada uma unidade vazada (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 7).

Como são tratadas como unidades estruturais, a norma NBR 6136 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 6) cita que a resistência característica dos blocos vazados de concreto deve ser de no mínimo 3 MPa. Para a NBR 15270-2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 7), os blocos cerâmicos também devem apresentar essa resistência.

3.1.2 Argamassa

A argamassa de assentamento possui o papel de solidarizar os blocos, transmitir as tensões entre as unidades, absorver pequenas deformações e garantir a vedação da estrutura. É geralmente composta de areia, cimento, cal e água e deve ter como principal característica trabalhabilidade, retentividade de água, plasticidade e resistência à compressão (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 7-8).

Para a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 9), o valor máximo da resistência à compressão é limitado a 0,7 da resistência característica especificada para o bloco.

3.1.3 Graute

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003, p. 8):

O graute é um concreto com agregados de pequena dimensão e relativamente fluido, eventualmente necessário para o preenchimento dos vazios dos blocos. Sua função é propiciar o aumento da área da seção transversal das unidades ou promover a solidarização dos blocos com eventuais armaduras posicionadas nos seus vazios. 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.

3.1.4 Armadura

A armadura utilizada nas estruturas de alvenaria são as mesmas barras de aço usadas no concreto armado. Porém, neste caso deverão ser sempre envolvidas por graute, assim garantem o trabalho conjunto com o restante dos componentes da alvenaria. Somente nas armaduras com função de amarrar as paredes é que não se faz necessário a utilização do graute, pois estas estarão embutidas entre as juntas de argamassa. Lembrando que este tipo de armadura não deve ultrapassar o diâmetro máximo de 3,8 milímetros, para não ocupar mais que a metade da espessura da argamassa (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 8).

3.2 ALVENARIA ESTRUTURAL PROTENDIDA

A alvenaria é um sistema que apresenta uma resistência à compressão relativamente alta, porém uma baixa resistência à tração. Devido a isso, a alvenaria tem sido utilizada para edificações sujeitas essencialmente a cargas de gravidade, podendo resistir a pequenas cargas laterais, devido ao peso das paredes. Quando submetidas a elevadas cargas laterais, podem apresentar rachaduras e baixa resistência. Para superar estas desvantagens, a alvenaria pode ser protendida. A protensão aumenta a força, o desempenho e a durabilidade da alvenaria estrutural (GANZ, [entre 1990 e 1993], tradução nossa).

A protensão na alvenaria estrutural tem como objetivo aplicar tensões de compressão no sistema antes da atuação dos carregamentos, assim espera-se diminuir as tensões de tração que surgem com a estrutura em uso, aumentando a resistência à flexão (SOUZA, 2008, p. 7). Segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 39), situações em que a tração é o esforço predominante são muros de arrimo, silos, reservatórios de água, paredes de galpão que estão sujeitas à ação do vento. Nos próximos itens são abordados os detalhes dos materiais e equipamentos utilizados na execução da alvenaria estrutural protendida, estes aspectos devem ser previamente analisados para definição dos critérios a serem observados no dimensionamento da estrutura.

3.2.1 Blocos e argamassa

Os blocos utilizados na alvenaria protendida são os mesmos utilizados na alvenaria estrutural convencional e que estão disponíveis no mercado. A resistência necessária varia de acordo com os esforços solicitantes e a forma de construção da parede. No mercado a faixa de resistência disponível vai de 3 a 20 MPa, geralmente suficiente para a maioria dos casos (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 5).

Quando é utilizada argamassa mista de cimento, cal e areia recomenda-se um traço de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia, em volume), pois argamassas produzidas com esse traço apresentam como característica uma elevada resistência à compressão e boa aderência. Como é frequente a presença de esforços laterais elevados nas paredes de alvenaria protendida, a resistência ao cisalhamento é importante, levando a necessidade de uma maior aderência. Para alvenarias protendidas, não é ruim que a argamassa tenha uma resistência à compressão elevada, sendo assim possível um pequeno ganho na resistência à compressão da parede, mesmo que a influência da argamassa nessa característica seja pequena (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 6).

3.2.2 Armadura de protensão

Os cabos de protensão que usualmente são utilizados na alvenaria protendida são barras de aço com rosca em todo seu comprimento. A utilização de cordoalhas é restrita, devido à dificuldade de realização de emendas nesses cabos. Os cabos devem estar antecipadamente

ancorados na fundação, então é interessante que seja prevista uma emenda nesses cabos para não dificultar a execução da alvenaria (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 3).

As emendas de barras rosqueadas são feitas com luvas metálicas, que são baratas, suas dimensões são inferiores aos vazios dos blocos e sua execução é simples. Já as emendas de cordoalhas são mais complexas e caras, além de suas dimensões não caberem nos vazios dos blocos (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 3-4). Para Souza (2008, p. 16), é viável a utilização de cordoalhas no caso de painéis de alvenaria, pois não há a necessidade de emendas, pois se tem acesso às duas extremidades de ancoragem, que é feita com placas e cunhas. Nas barras a ancoragem é feita com placas e rosca.

Parsekian e Franco (2002, p. 4) afirmam ser possível diminuir as perdas de protensão, se a tensão do aço para protensão for superior à das barras para concreto armado. Salientam que é possível encontrar barras de aço com tensão de escoamento entre 750 e 850 MPa e de ruptura entre 850 e 1050 MPa.

3.2.3 Aplicação da protensão

A aplicação da protensão nas cordoalhas é necessariamente feita com o auxílio de um conjunto de bomba e macaco hidráulico. Para as barras, podem-se utilizar macacos hidráulicos ou torquímetros (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 4).

Utilizando-se o conjunto de macaco hidráulico e bomba para protender barras, são necessárias duas pessoas para aplicar a protensão. Depois de posicionar o macaco na extremidade da barra que será protendida, uma pessoa utiliza a bomba para aplicação da carga. Na mesma hora a outra pessoa aperta a porca de ancoragem da barra, por meio de um dispositivo presente no macaco hidráulico. Após a porca estar totalmente apertada retira-se o mesmo. Para as cordoalhas, o processo é semelhante, mas a ancoragem é feita de forma diferente. Depois de o cabo ser tracionado e liberado, a ancoragem é feita pelo efeito da acomodação das cunhas, porém neste sistema as perdas de protensão que ocorrem devido à acomodação são bastante expressivas em cabos com menos de 10 metros (PARSEKIAN, 2002, p. 102).

Também podem ser utilizados torquímetros para indicar o valor de torque, quando a força de protensão for aplicada simplesmente apertando-se as porcas das barras. Porém a correlação

entre torque e a força aplicada, mesmo sendo teoricamente constante e possível de ser determinada, não é precisa. O coeficiente de atrito também pode alterar a correlação rosca e porca e porca e placa de apoio, que vai depender da limpeza e da lubrificação dos elementos (PARSEKIAN, 2002, p. 103).

Para calcular a relação entre o torque necessário para aplicação de uma determinada força, utiliza-se a equação 1:

$$T = k \cdot D \cdot F \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

T = torque aplicado (N.mm);

k = fator de redução;

D = diâmetro nominal da rosca (mm);

F = força axial (mm).

O fator k depende da soma dos seguintes itens:

- a) contribuição do torque para o alongamento da barra;
- b) da parcela do torque necessário para suplementar o atrito entre a porca e a barra;
- c) da parcela necessária para suplementar o atrito entre a porca e a placa de ancoragem.

A NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 2011, p. 41-42) prevê que k deve estar entre a faixa de 0,15 e 0,35. Para o uso de torquímetros, ela também recomenda a utilização de indicadores de tração direta (ITD) para medir a força de protensão, quando não forem previstos, deve-se considerar um erro de 30%, para limite inferior e superior, no dimensionamento da força de protensão. Também deve ser prevista uma arruela de grande dureza, com Dureza *Rockwell* C ($HRC \geq 50$), entre a porca e a placa de ancoragem ou entre a porca e o ITD. Quando utilizados torquímetros manuais, um multiplicador de torque pode ser acoplado ao torquímetro para facilitar a operação. Por último exige que as barras devam estar limpas, livres de corrosão ou irregularidades, e que a extremidade que será

protendida deve estar engraxada. No quadro 1 são apresentas as vantagens e desvantagens de cada tipo de protensão.

Quadro 1 – Comparativo entre os tipos de protensão

Tipo de Protensão	Vantagens	Desvantagens
Com cordoalha e macaco hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> - tensão de escoamento maior - menor relaxação - cabo é fornecido engraxado e plastificado 	<ul style="list-style-type: none"> - dificuldade na realização de emendas - perda por acomodação das ancoragens elevada - operação de protensão menos simples - dificuldade em realizar re-protensão
Com barra e torquímetro	<ul style="list-style-type: none"> - operação de protensão de simples execução - facilidade para execução de re-protensão 	<ul style="list-style-type: none"> - dispersão na medida da força apenas pelo torque - peça para medir protensão importada - dificuldade de aplicação de cargas elevadas (> 150kN/ponto)
Com barra e macaco hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> - protensão inicial pode ser feita com torquímetro - facilidade para execução de re-protensão 	<ul style="list-style-type: none"> - protensão final é menos simples quando comparada com a protensão com torquímetro

(fonte: adaptado de PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 6)

3.2.4 Grauteamento e contenção lateral da armadura

Igualmente ao concreto protendido, os cabos podem ser aderentes ou não aderentes. Utilizando cabos não aderentes obtêm-se a vantagem de o grauteamento não ser necessário, condição indispensável para quando são usados cabos aderentes, pois necessitam que haja adesão entre a armadura e a alvenaria. A eliminação do grauteamento possibilita uma execução simplificada, além de reduzir o material e a mão de obra (PARSEKIAN, 2002, p. 97).

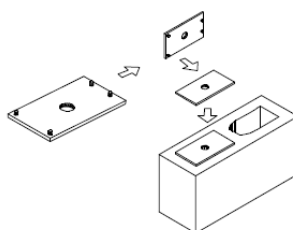
No entanto, existem aspectos negativos que essa técnica causa. Souza (2008, p. 16) cita que a eliminação do graute promove o aumento da esbeltez e reduz a resistência dos elementos da alvenaria, porque como o deslocamento lateral dos cabos não está impedido, ocorre a excentricidade da força de protensão.

Parsekian (2002, p. 97) acredita “[...] que o grauteamento de alvenarias protendidas é justificável apenas nos casos em que houver necessidade de uma resistência de blocos superior à conseguida pelos fabricantes da região.”. Porém há a necessidade de contenção

lateral dos cabos, para não considerar a força de protensão nos efeitos de flambagem da alvenaria, principalmente tratando-se de parede altas.

Prender os cabos em alguns pontos ao longo do comprimento da estrutura garante o posicionamento e a contenção lateral dos cabos. Outra forma é utilizar uma chapa de aço encaixada no vazio do bloco, com um furo central para passagem do cabo, conforme figura 2. Executar o grauteamento, em apenas alguns pontos da altura da parede, é outra possibilidade, principalmente quando existem vergas intermediárias previstas no projeto. Para estes casos, executa-se um furo no bloco canaleta, para passagem do cabo de protensão e como as vergas são grauteadas, o posicionamento e a contenção lateral são garantidos (PARSEKIAN, 2002, p. 98).

Figura 2 – Chapa para posicionamento dos cabos



(fonte: PARSEKIAN, 2002, p. 98)

3.2.5 Ancoragens

Na alvenaria estrutural protendida, as ancoragens são as mesmas utilizadas no concreto protendido. Para as barras, é utilizado um conjunto de placa e rosca, já, para as cordoalhas, placas e cunhas fazem a ancoragem. Mas como geralmente não é possível ter acesso à face inferior da parede, a ancoragem é fixa (ou ancoragem morta) neste local (PARSEKIAN, 2002, p. 99).

Outra forma que se pode utilizar é a ancoragem reta da armadura dentro da base de concreto. O comprimento da barra de ancoragem deve ser suficiente para garantir as transmissões de tensão da barra para o concreto. Segundo Fusco (1995, p. 173), o cálculo para o comprimento de ancoragem reta depende das resistências de aderência f_{bd} , determinadas pela equação 2:

$$f_{bd} = \left(0,7 \cdot f_{cd}^{\frac{2}{3}}\right) \cdot k_{mod} \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

f_{bd} = valor de cálculo da resistência de aderência (MPa);

f_{cd} = resistência à compressão de projeto do concreto (MPa);

k_{mod} = coeficiente de modificação.

O coeficiente de modificação k_{mod} depende do tipo de barra, da zona de aderências e do diâmetro da armadura, conforme equação 3:

$$k_{mod} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

k_1 = coeficiente de modificação dependente do tipo de barra;

k_2 = coeficiente de modificação dependente da zona de aderência;

k_3 = coeficiente de modificação dependente do diâmetro da armadura.

Para barras lisas, $k_1 = 1/2,25$, barras ranhuradas $k_1 = 1/1,4$ e barras nervuradas $k_1 = 1,0$. Quando está em zona de boa aderência $k_2 = 1,0$ e para zonas de má aderência $k_2 = 0,7$. Já para armadura com bitola menor ou igual a 32 milímetros, $k_3 = 1,0$ e, para bitola maior que 32 milímetros, $k_3 = (132 - \phi / 100)$. Assim pode-se determinar o comprimento de ancoragem aplicando a equação 4:

$$l_{bo} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{1,05 \cdot f_{yk}}{f_{bd}} \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

l_{bo} = comprimento básico de ancoragem reta (mm);

ϕ = diâmetro da barra (mm);

f_{yk} = valor característico da resistência de escoamento da armadura (MPa);

f_{bd} = valor de cálculo da resistência de aderência (MPa).

3.2.6 Proteção contra a corrosão

Para as peças protendidas, deve haver um maior cuidado quanto a proteção contra a corrosão, pois nessas estruturas a segurança é garantida por um número pequeno de cabos. Se houver a ruína de dois ou três cabos, a estrutura toda pode ser comprometida. É recomendado o uso dois tipos de proteção contra a corrosão: pintura com uma camada de betume e envolvimento dos cabos com uma fita impermeável, que pode ser substituído pelo envolvimento dos cabos com um tubo de polietileno de alta densidade preenchido com graxa (PARSEKIAN, 2002, p. 111).

Para Garrity¹ (1995 apud PARSEKIAN, 2002, p. 111-113) devem ser feitas as seguintes considerações para especificação da proteção contra corrosão em projetos de alvenaria protendida:

- a) período de vida útil da estrutura em alvenarias;
- b) grau de exposição, sendo os ambientes em que há presença de cloridos combinada com altas temperaturas e níveis de umidade mais preocupantes;
- c) as consequências da corrosão: quanto a segurança e estabilidade da estrutura estará comprometida se houver corrosão de algum elemento;
- d) custo, particularmente a necessidade de avaliar se o custo de troca somada aos distúrbios causados ao usuário não é inferior que o custo da proteção contra corrosão;
- e) a pequena proteção dada por materiais com baixa quantidade de cimento e alta relação água/cimento tais como argamassa e graute;
- f) o risco de ruína do cabo devido à fragilização por hidrogênio;
- g) a necessidade da inspeção futura da corrosão dos cabos;
- h) necessidade de garantir uma proteção a todas as partes do sistema de protensão, incluindo ancoragens e emendas;

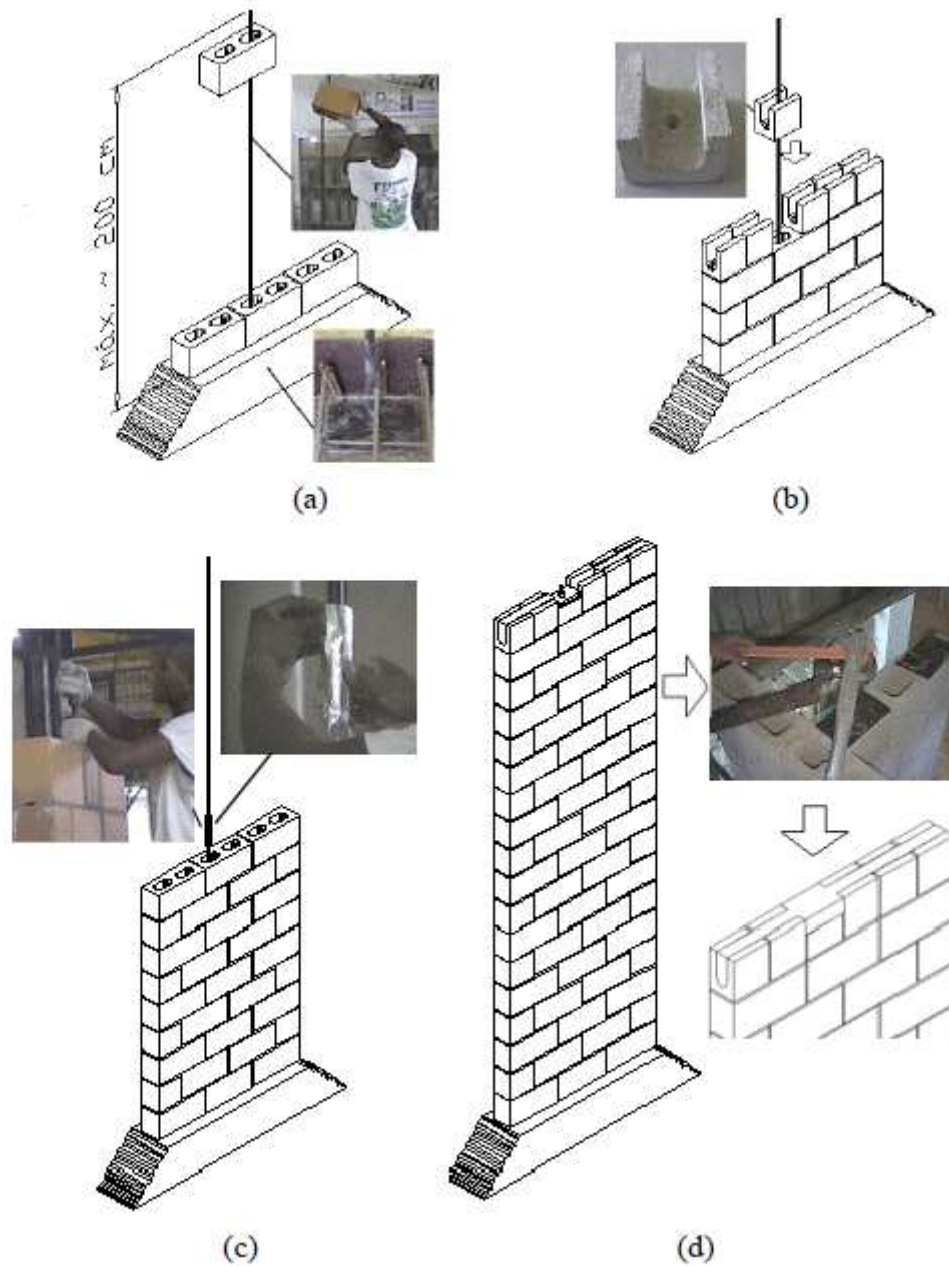
¹ GARRITY, S. W. Corrosion protection os prestressing tendons for masonry. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 7., Hamilton, Ontario, 1995. **Proceedings...** Hamilton: McMaster University, 1995. p. 736-750.

- i) tomar o cuidado de assegurar que ancoragens estão fixadas corretamente para evitar o desalinhamento dos cabos, pois isso pode gerar esforços de flexão significativos que podem causar uma tensão elevada no cabo;
- j) os sistemas de proteção devem ser simples o bastante para serem instalados no local e estes devem ser adequadamente supervisionados e checados, se houver necessidade de sistemas mais complexos esses devem ser pré-fabricados;
- k) deve-se tomar cuidado de evitar danos ao sistema de proteção na estocagem dos cabos;
- l) verificar se existe presença de altas taxas de armadura de fretagem na região da ancoragem e se isso não interfere no detalhe da proteção contra corrosão;
- m) a confiabilidade do sistema: esse pode ser checado após sua execução? O sistema é eficaz se a necessidade de grandes manutenções?
- n) necessidade de troca dos cabos em condições de exposição severas e sujeitas à risco elevado de corrosão;
- o) se houver necessidade de re-protender os cabos a ancoragem superior deve estar acessível;
- p) o sistema de proteção deve ser robusto o suficiente para não sofrer danos durante o transporte e instalação;
- q) os cabos e as medidas de proteção devem ser capazes de acomodar as deformações sofridas durante a protensão, sem que haja redução do nível de proteção.

3.2.7 Método construtivo

A seguir é exemplificado através da figura 3, o método de protensão da alvenaria com barra e torquímetro. Para iniciar, a espera da barra deve ser colocada na fundação, cuidando para aprofundar o tubo plástico, que envolve a barra, dentro da base de concreto, para proteção contra corrosão. A alvenaria é construída encaixando-se os furos do bloco sobre a emenda. Na fiada em que são usados blocos do tipo canaleta, utiliza-se peças previamente furadas na posição do cabo de protensão, garantido assim a contenção lateral. Quando há emendas os dois trechos de barra são conectados através de uma luva metálica, que é protegida com manta asfáltica e papel alumínio. Segue-se com a construção da alvenaria e após 7 ou 14 dias aplica-se a protensão com o auxílio de um torquímetro, com as barras engraxadas e recomenda-se a utilização de ITD para medir a força de protensão. Após a protensão a ancoragem é grauteada (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 17-18).

Figura 3 – Execução de alvenaria protendida



(fonte: PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 18)

4. UTILIZAÇÃO DA ALVENARIA PROTENDIDA

As primeiras tentativas de utilização da protensão na alvenaria foram feitas em 1886 nos Estados Unidos. Porém só a partir do fim da década de 1950 que ela foi utilizada em paredes (SCHULTZ; SCOLFORO², 1991 apud PARSEKIAN, 2002, p. 7). Apesar dos registros de sua utilização há várias décadas somente em 1999, critérios quanto ao dimensionamento e execução da protensão em alvenaria foram incluídos na norma americana. A técnica também tem sido utilizada com sucesso em países como Alemanha, Austrália, França e Suíça, nos quais foi normalizada no decorrer da década de 1990 (SOUZA, 2008, p. 7).

Segundo Parsekian (2002, p. 7-8), o Reino Unido é a região pioneira em incluir a alvenaria estrutural protendida em seu código de normas, com a primeira norma aprovada em 1985. No Brasil, a NBR 15961-1, aprovada em julho de 2011, inclui conceitos básicos para dimensionamento e execução de alvenaria protendida no anexo B. A seguir são apresentados casos em que a alvenaria protendida foi utilizada.

4.1 MUROS DE ARRIMO

Uma possibilidade de aplicação da alvenaria protendida são os muros de arrimo. Garrity e Nicholl³ (1994 apud SOUZA, 2008, p. 10), através de um estudo comparativo de custo para muros de 3 e 5 metros de altura, em concreto armado e alvenaria armada e protendida, mesmo contendo poucos dados, concluíram que a alvenaria deve ser considerada para construção de muros de arrimo.

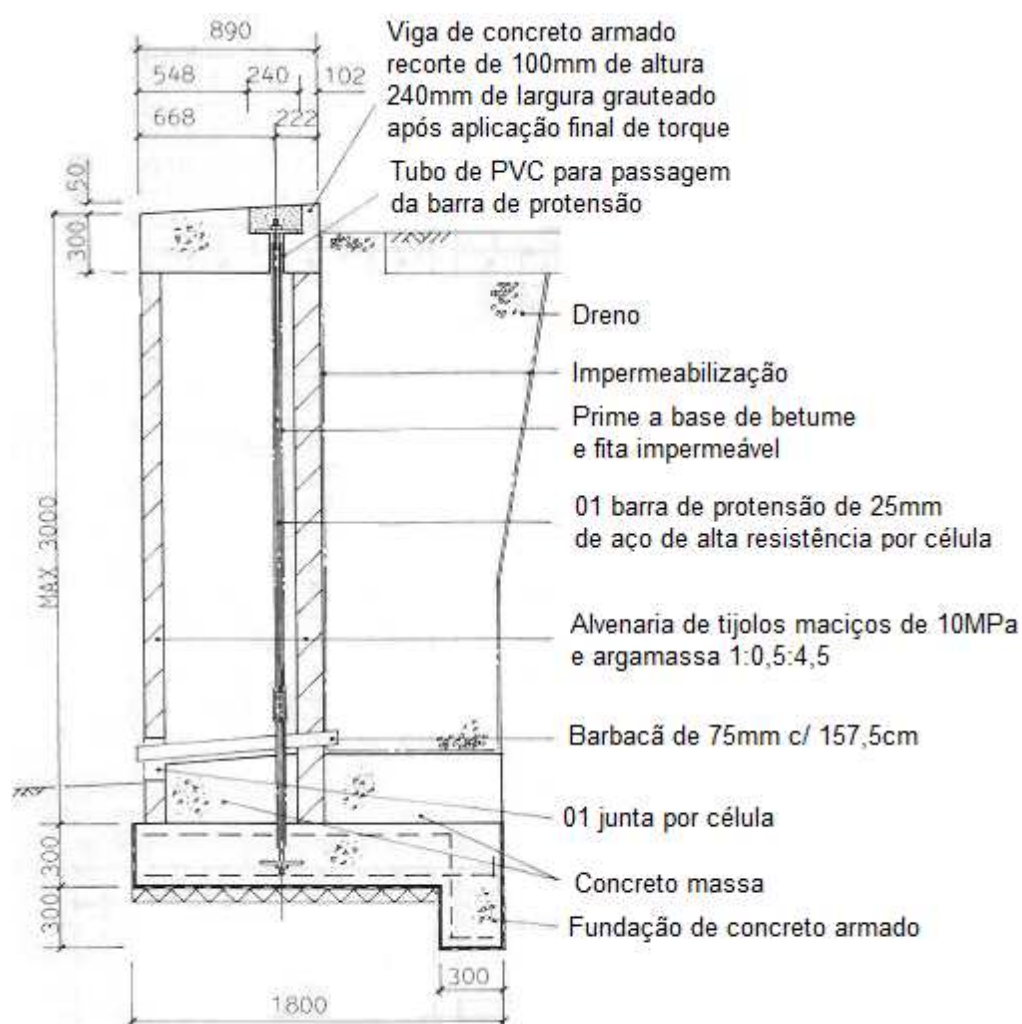
Também foi relatada a construção de um muro de arrimo de 3 metros em uma residência no Reino Unido, esta alternativa gerou um custo 33% inferior ao que seria obtido com a solução em concreto armado. Os blocos utilizados na construção eram de concreto de 10 MPa e a protensão feita com barras de alta resistência. Para aplicação da força de protensão, foi

² SCHULTZ, A. E.; SCOLFORO, M. J. Na overview of prestressed masonry. **The Masonry Society Journal**, v. 10, n. 1, p. 6-21, Aug. 1991.

³ GARRITY, S. W.; NICHOLL, R. D. Reinforced and prestressed masonry earth retaining walls – a cost study. In: INTERNACIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE, 10., 1994, Calgary, Canada. **Proceedings**. Calgary, 1994.

utilizado um torquímetro, devido a fácil utilização em comparação com os macacos hidráulicos (BECK et al., 1987, tradução nossa). Na figura 4 são apresentados detalhes deste muro.

Figura 4 – Muro de arrimo



(fonte: adaptada de BECK et al., 1987, p. 234)

Parsekian et al. (2007, tradução nossa) relatam a construção de um muro de arrimo no Brasil, em 2001, considerado o primeiro caso deste tipo de construção, com 2,5 metros de altura. Em 2002 há outro caso, porém com 4 metros de altura. Os autores citam também o projeto de dois muros, tendo 5 metros de altura o maior deles.

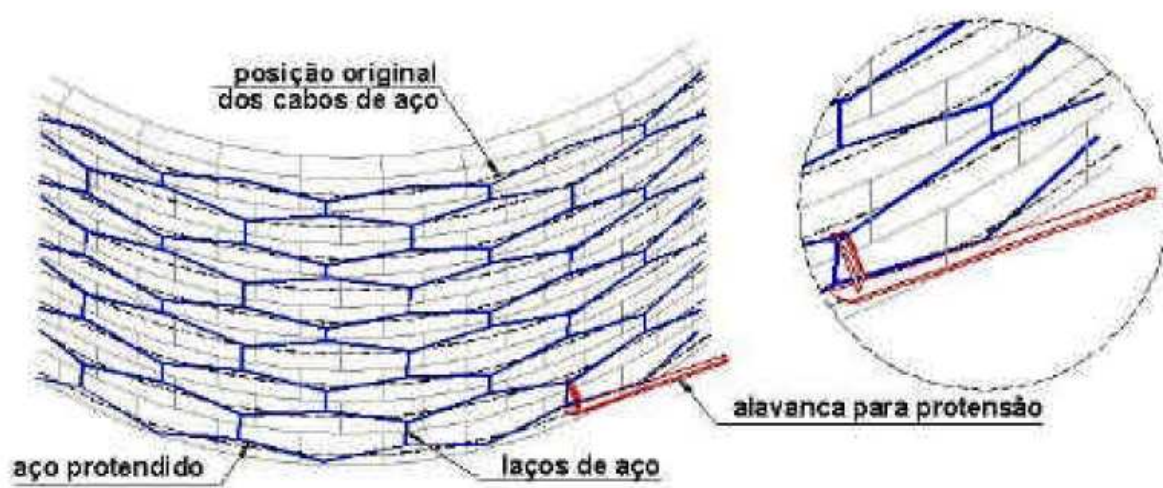
4.2 DEPÓSITOS E SILOS

Outras estruturas em que pode ser aplicada a alvenaria protendida são os depósitos e silos. Com seção circular, é descrito por Mallagh⁴ (1982 apud PARSEKIAN, 2002, p. 9), um silo construído em Dublin. Com cabos de aço dispostos em torno do perímetro externo, era feita a protensão apertando os cabos um contra os outros, com uma alavanca feita especialmente para isso. Com laços de aço, eram amarradas as posições apertadas e em seguida a face externa era revestida com argamassa, como mostra a figura 5. Porém este sistema apresentava algumas desvantagens como:

- a) necessidade de tempo muito grande para realização da protensão;
- b) possibilidade de haver perda de protensão caso os cabos não fossem amarrados firmemente;
- c) necessidade de técnico para inspecionar se todos os cabos haviam sido protendidos corretamente.

Devido a isso, esse tipo de protensão foi substituído pela utilização de cunhas e ancoragens.

Figura 5 – Sistema de protensão utilizado em silos



(fonte: PARSEKIAN, 2002, p. 9)

⁴ MALLAGH, T. J. S. Prestressed blockwork silos. In: REINFORCED AND PRESTRESSED MASONRY, 1982, London. **Proceedings of a Conference Organized by the Institution of Civil Engineers**. London: Thomas Telford, 1982. p. 97-101.

4.3 EDIFICAÇÕES DE PEQUENA ALTURA

De acordo com Souza (2008, p. 8), “Edifícios de baixa altura, especialmente aqueles com pé direito elevado, estão sujeitos a esforços laterais de vento, porém sujeitos a uma baixa carga vertical, situação onde a alvenaria protendida é indicada.”. Shaw (1987, tradução nossa), cita como exemplo, o salão para o Exército da Salvação no Reino Unido, no qual o *hall* tem dimensões de 25x15 metros e 8,5 metros de altura. Como o arquiteto projetou janelas de ventilação e iluminação na parte superior das paredes, não era possível a utilização da cobertura para o travamento lateral das paredes. Assim, a única forma possível eram as paredes em balanço engastadas na fundação. Devido a isso, o uso de alvenaria armada com paredes diafragma, foi considerado inviável, pois necessitaria uma grande espessura para resistir aos esforços, inviabilizando arquitetonicamente e economicamente essa solução. Como, no Reino Unido, já havia pesquisas que viabilizavam projetos de alvenaria protendida, esta solução foi a economicamente mais viável.

O autor ainda relata que os esforços devido ao vento foram muito importantes no dimensionamento dos elementos. Os blocos tinha resistência de 7 MPa e a protensão foi feita com barras de aço de alta resistência, através do torquímetro. Uma preocupação dos projetistas era encontrar profissionais para realizar a obra, que era incomum na época. Porém, a alvenaria protendida mostrou-se de fácil execução, devido ao fato de os procedimentos serem bastante parecidos com os usuais da construção.

Shaw (1987, tradução nossa) também cita o Centro Comunitário Oak Tree Lane. A construção é um salão feito em 1980, com dimensões de 25x18 metros e 10 metros de altura. Como o prédio localizava-se em uma área onde existia uma mina de carvão, previa-se uma grande deformação na fundação, causando assim trações elevadas na alvenaria. Então os projetistas indicaram alvenaria protendida como solução mais adequada.

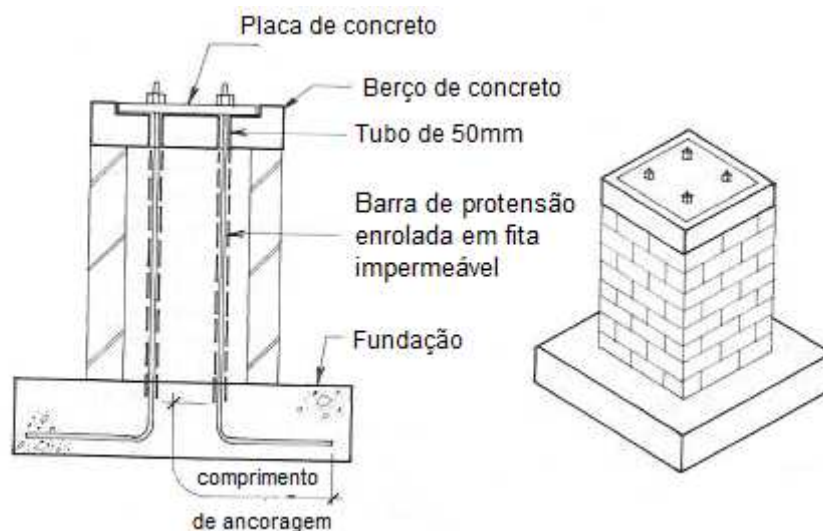
Para Ungstad et al.⁵ (1990 apud PARSEKIAN, 2002, p. 15), “[...] a alvenaria protendida certamente pode ser construída com blocos e com técnicas de construção existentes e que o uso desta técnica pode melhorar o comportamento em serviço das paredes e aumentar a confiança da construção quando comparada com paredes de alvenaria armada.”.

⁵ UNGSTAD, D. G.; HATZINIKOLAS, M. A.; WARWARUK, J. Prestressed concrete masonry walls. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 5., 1990, Illinois. **Proceedings**. Illinois: The Masonry Society, 1990.

4.4 PILARES

Em Braitree, no Reino Unido, foi construída uma garagem para ambulâncias de um hospital, utilizando pilares de alvenaria protendida. O principal objetivo era estético, mantendo a conformidade com o restante do hospital feito com tijolos aparentes. O que direcionou o dimensionamento foi a estabilidade contra ação do vento e contra impactos acidentais. Os pilares eram vazados e isso gerou uma economia de 30% em relação a solução de pilares maciços de alvenaria, além de aumentar em oito vezes a resistência (SHAW, 1987, tradução nossa). Os detalhes destes pilares estão na figura 6.

Figura 6 – Pilar de alvenaria estrutural protendida



(fonte: adaptada de SHAW, 1987, p. 198)

4.5 PAREDES CORTA-FOGO E DE BARREIRA ACÚSTICA

Na Suíça, a aplicação da alvenaria protendida foi feita em uma fábrica de papel, no qual a parede interna servia com barreira de proteção contra o fogo. As estruturas de aço poderiam entrar em colapso em caso de fogo, então não havia a possibilidade de conectar a parede à estrutura de cobertura, tendo que ser considerada em balanço para o dimensionamento. A parede tinha um comprimento de 36,2 metros e altura máxima de 8,80 metros, a protensão foi aplicada através de 17 cabos espaçados a cada 2 metros (GANZ, [entre 1990 e 1993], tradução nossa).

Woodham (2001, tradução nossa) relata a execução de paredes de alvenaria protendida nas laterais de uma rodovia para fazer uma barreira acústica, nos EUA. O trecho tinha aproximadamente 14 metros de comprimento e 4 metros de altura. A viabilidade do uso da alvenaria protendida estava na rapidez e facilidade da execução, apesar do maior custo em relação à alvenaria armada.

4.6 PAINÉIS DE FACHADA PRÉ-FABRICADOS

Os painéis de fachada pré-fabricados são uma solução interessante para vedação de edifícios, principalmente quando há possibilidade de transporte dos painéis. Hogeslag e Martens⁶ (1995 apud PARSEKIAN, 2002, p. 25), através de pesquisas teóricas e experimentais, concluíram que a pré-fabricação dos elementos é tecnicamente viável e que o enfoque arquitetônico deve considerar a alvenaria protendida como uma nova solução diferente da alvenaria tradicional.

Souza e Parsekian (2009, tradução nossa) afirmam que o uso de painéis pré-fabricados de fachada agiliza construções e aumentam a sua qualidade. A utilização destes elementos permite que o processo seja realizado em escala industrial. Os autores relatam um estudo de painéis de alvenaria protendida de 1,2 metros de altura e 5 metros de comprimento, para suportar cargas de ventos regulares. Também foram testados para resistir ao transporte. Conclui-se que os painéis foram capazes de suportar cargas perto do previsto e se mostraram adequados para a aplicação proposta.

4.7 VIGAS

Estudos com a utilização de vigas de alvenaria protendida são encontrados em várias referências. Pedreschi e Sinha⁷ (1982 apud PARSEKIAN, 2002, p. 25-26) relatam ensaios em 15 vigas com vãos variando de 2 a 6 metros, de tijolos cerâmicos. As seções eram de 21x48 centímetros e 21x38,5 centímetros, com cavidade nas seções para passagem da protensão, que posteriormente foram grauteadas. Concluíram que as seções eram adequadas e que a aplicação

⁶ HOGESLAG, A. J.; MARTENS, D. R. W. Prefabricated facade elements in prestressed masonry. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 7., 1995, Hamilt, Ontario. **Proceedings...** Hamilton: McMaster University, 1995. p. 51-62.

⁷ PEDRESCHI, R. F.; SINHA, B. P. Development and investigation of the ultimate load behaviour of post-tensioned brickwork beams. **The Structural Engineer**, v. 60B, n. 3, Sept. 1982.

da protensão não apresentou dificuldades. Também verificaram que o momento máximo pode ser previsto de acordo com a teoria da elasticidade.

Também foram realizados testes em três vigas de 6 metros de vão, feitas de blocos de concreto de 19x19 centímetros, com duas fiadas, sendo a inferior com blocos canaleta, no qual eram colocados os cabos de protensão e a fiada superior com blocos vazados. Os autores indicam que a viga suportaria um carregamento distribuído de 16 kN/m (NG; CERNY⁸, 1985 apud PARSEKIAN, 2002, p. 26).

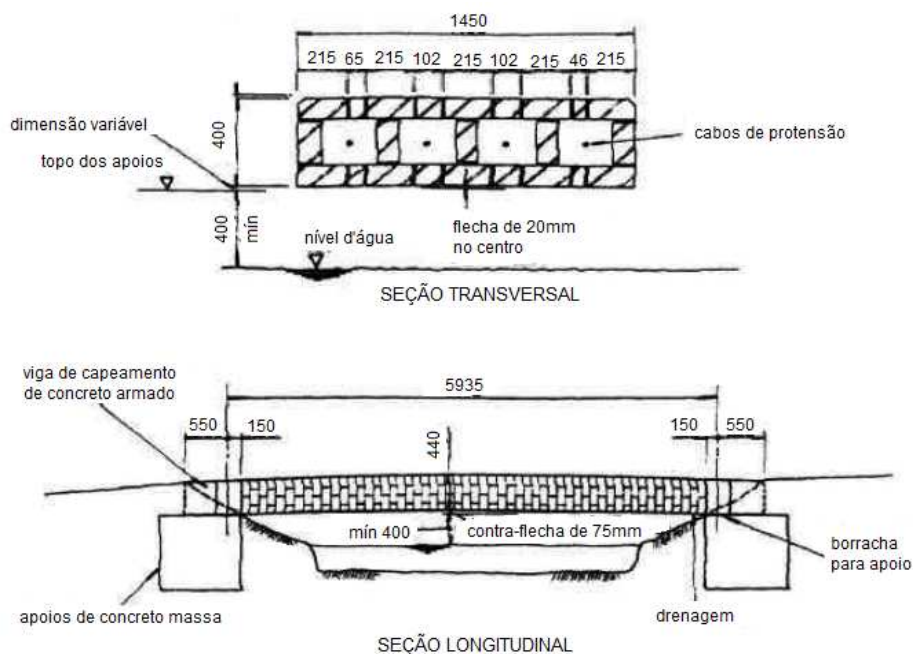
4.8 TABULEIRO DE PONTE PARA PEDESTRES

Há relatos da construção de duas pontes para pedestres no Reino Unido. Elas apresentam um comprimento de 7 metros e vencem um vão de 5,9 metros. A justificativa para utilização desse sistema é a facilidade de execução, a alvenaria era construída na posição vertical e depois transportada para a posição final. Os cabos eram colocados nos vazios da alvenaria e a protensão aplicada aos 14 dias, com re-protensão dois dias após para compensar as perdas iniciais. De acordo com os autores, essas são as primeiras pontes construídas com este sistema e são o embrião para projetos mais arrojados (SHAW; CAINE⁹, 1998 apud PARSEKIAN, 2002, p. 18-19). A seguir é apresentada a seção transversal na figura 7 e, na 8, uma foto.

⁸ NG, L. Y.; CERNY, L. Post-tensioned concrete masonry beams. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 3., 1985. **Proceedings**. Boulder: The Masonry Society, 1985.

⁹ SHAW, G.; CAINE, J. Analysis and design of the first prestressed brick hollow box girder foot bridges. In: STRUCTURAL ENGINEERING WORLD WIDE, 1998. **Proceedings**. Ed. Srivastava N. K., 1998. Paper T119-1.

Figura 7 – Seção transversal de ponte para pedestres



(fonte: SHAW; CAINE¹⁰, 1998 apud PARSEKIAN, 2002, p. 19)

Figura 8 – Foto da ponte para pedestres



(fonte: SHAW; CAINE¹¹, 1998 apud PARSEKIAN, 2002, p. 20)

¹⁰ SHAW, G.; CAINE, J. Analysis and design of the first prestressed brick hollow box girder foot bridges. In: STRUCUTURAL ENGINEERING WORLD WIDE, 1998. **Proceedings**. Ed. Srivastava N. K., 1998. Paper T119-1

¹¹ op. cit.

4.9 RECUPERAÇÃO DE PRÉDIOS ANTIGOS

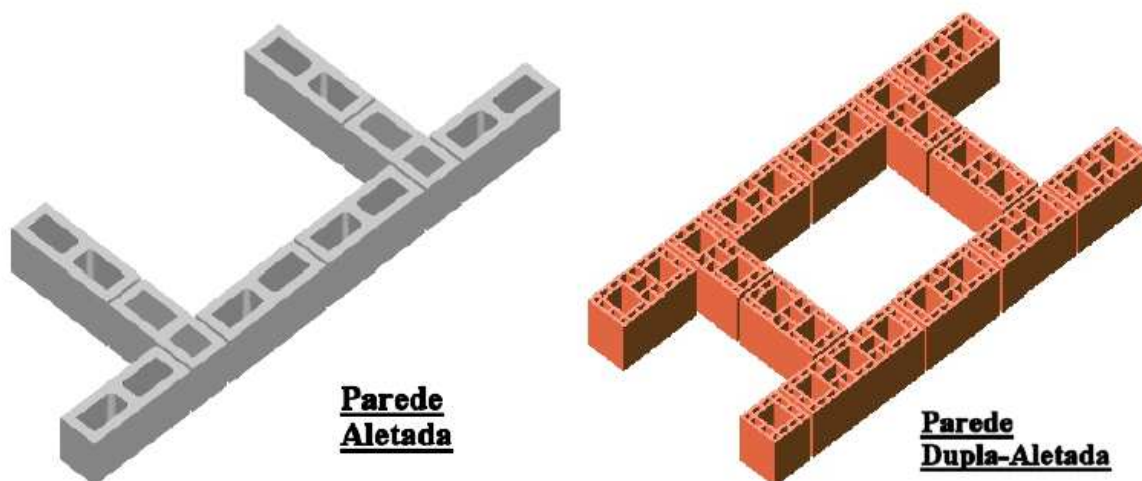
Muitas construções em alvenaria foram feitas em momentos em que não havia o conhecimento sobre a força dos ventos e abalos sísmicos, devido a isso sua estrutura sofreu movimentações e a alvenaria protendida com armadura pós-tracionada é uma solução. Ganz ([entre 1990 e 1993], tradução nossa) relata a restauração de uma torre em Sydney, com mais de cem anos, que foi abalada por terremotos e posteriormente recuperada com a protensão de sua estrutura em alvenaria.

Biggs (2003, tradução nossa) cita a restauração de um supermercado e de um prédio histórico. O autor comenta que o sistema de alvenaria protendida traz vantagens em relação ao sistema de cortar a alvenaria, alocar a armadura nos corte e grauteá-los, pois se pode fazer um número menor de cortes e não há necessidade de grauteamento.

4.10 POSSIBILIDADES DE USO

As construções indicadas, para serem executadas com alvenaria estrutural protendida, são as que apresentam predominância de esforços de flexão. A partir deste conceito, podem ser listadas as possibilidades de uso do sistema no Brasil. As tipologias mais adequadas são as paredes aletadas ou dupla-aletadas, apresentadas na figura 9. Porém, na alvenaria simples, sem enrijecedores, não há impedimento de ser utilizada (PARSEKIAN; FRANCO, 2004).

Figura 9 – Tipologias para paredes protendidas



(fonte: PARSEKIAN; FRANCO, 2004)

Os muros de arrimo em alvenaria estrutural são uma possibilidade para o Brasil, eles são feitos com paredes aletadas, ou dupla-aletadas quando apresentam alturas maiores. Já o comprimento e espaçamento dos enrijecedores e espessura do bloco dependem da altura e vinculação do muro. Comparados com o método tradicional de concreto armado, os muros utilizando alvenaria armada e alvenaria estrutural protendida são melhores até 3 a 4 metros de altura, gerando menor custo e facilidade de execução. Fazendo a comparação entre alvenarias armada e protendida, o custo tende a diminuir na alvenaria protendida conforme aumenta a altura do muro, devido a menor necessidade de graute nesta solução (PARSEKIAN; FRANCO, 2004).

Segundo Parsekian e Franco (2004), os reservatórios de água, elevados ou enterrados, podem ser executados em alvenaria estrutural protendida. Essa solução pode trazer vantagens quanto à facilidade executiva, comparada ao concreto armado e maior resistência e controle de fissuras em relação à alvenaria armada. Em um estudo de uma caixa d'água enterrada, que apresenta 5,6 x 5,6 metros em planta e 3,6 metros de altura, utilizando paredes dupla-aletadas, para evitar a contaminação da água, concluiu-se que o menor custo é alcançado quando se utiliza a alvenaria protendida ao invés do concreto armado.

Para Ganz ([entre 1990 e 1993], tradução nossa), a protensão possibilita engenheiros a inovarem o sistema de alvenaria estrutural e que diversos tipos de construção são viáveis a custos competitivos com estruturas de concreto armado. As aplicações sugeridas pelo autor são em prédios, residenciais ou comerciais, nas paredes de andares superiores, que se beneficiariam da protensão, tanto pela força como para o desempenho em serviço. Nas paredes dos andares inferiores, as cargas de gravidade reduzem a quantidade de protensão. Outra sugestão de aplicação é em paredes de subsolo, submetidas às pressões do solo. O autor indica também a utilização em grandes quadros de prédios industriais.

Outras possibilidades de adotar a alvenaria estrutural protendida são galpões e edificações térreas, pois podem ser previstas paredes mais esbeltas. E, como citado anteriormente, painéis pré-moldados de fachadas, paredes corta-fogo, barreiras acústicas, são casos em que se pode adotar a alvenaria protendida como solução.

4.11 VANTAGENS

As vantagens da alvenaria estrutural protendida comparadas à alvenaria armada, não diferem muito quando a mesma comparação é feita entre o concreto protendido e o concreto armado. Segundo Hendry et al. (2004, p. 190-191, tradução nossa), deve ser considerado que:

- a) há melhor utilização dos materiais, em um elemento de alvenaria armada, apenas a área acima da linha neutra será eficaz para resistir ao momento aplicado, enquanto que na alvenaria protendida, toda a seção será eficaz;
- b) na alvenaria protendida as tensões nas armaduras são maiores, prevendo-se menor abertura de eventuais fissuras, já na alvenaria armada, as tensões tem que ser menores, para manter as fissuras dentro do limite aceitável;
- c) elementos protendidos apresentam melhor resistência ao cisalhamento do que elementos em alvenaria armada;
- d) há melhor desempenho em serviço e se a alvenaria protendida for submetida a cargas altas ao longo de sua vida útil e por algum motivo essa carga for retirada, eventuais fissuras voltam a fechar;
- e) há elevada resistência à fadiga na presença de cargas alternadas.

Além das vantagens acima, a alvenaria protendida traz a possibilidade de eliminação do grauteamento vertical, operação que necessita de inspeção rigorosa e com execução não muito simples. Pode-se executar paredes mais esbeltas, comparada à alvenaria armada. É um sistema de rápida e fácil execução, compensando o valor mais elevado dos materiais.

4.12 DESVANTAGENS

Apesar das diversas vantagens que o sistema de alvenaria estrutural protendida apresenta, as limitações não podem ser esquecidas. A eliminação do graute citada anteriormente, é vantajosa na questão de execução e custo, porém traz a desvantagem de ser necessário aumentar a resistência dos blocos e também por causar a exposição das armadura à corrosão. A aplicação da protensão com torquímetro é de fácil execução, mas sua utilização só é plenamente possível quando o nível de protensão não é elevado. Além de não haver uma boa precisão na medida da força, mas pode ser tratada com a utilização de ITDs, que tem a desvantagem de ter que importá-los. Com a realização deste trabalho, também foi possível perceber a limitação dos estudos sobre o assunto e a desconfiança dos engenheiros, que acabam por optar pelo sistema convencional de concreto armado.

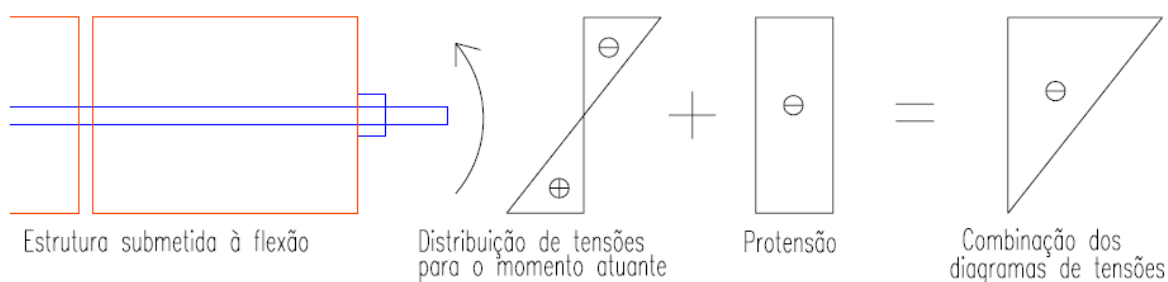
5 PROCEDIMENTO E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Segundo Souza (2008, p. 17):

[...] aplicação da protensão em alvenaria visa à eliminação das tensões de tração na estrutura, e para tal é feito o dimensionamento de uma força a ser previamente aplicada em uma armadura, analisando a segurança da mesma com a consideração dos coeficientes de ponderação das ações e a previsão de perdas nessa força. No dimensionamento da alvenaria protendida, é feita a determinação dos diagramas de tensões na seção resistente, gerados pelos carregamentos e ações da estrutura, a partir dos quais será calculada a força de protensão a ser aplicada e a área de armadura, gerando assim uma nova configuração de tensões, para as quais será feito o dimensionamento da alvenaria (argamassa e blocos).

Na figura 10 são apresentados os diagramas de tensões.

Figura 10 – Princípios de dimensionamento da protensão em alvenaria



(fonte: SOUZA, 2008, p. 17)

5.1 FLEXÃO E COMPRESSÃO

Segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 39), para flexão e compressão as condições que devem ser adotadas são:

- a) não são permitidas tensões de tração na alvenaria, quando em serviço;
- b) a tração em cabo não aderido não pode exceder 70 % de sua resistência última;
- c) a altura útil da seção é determinada levando em conta toda a liberdade de movimento do cabo.

Também de acordo com a NBR 15961-1, deve ser considerado que para um elemento de alvenaria em estado-limite último, o esforço solicitante de cálculo, S_d , deve ser menor que o esforço resistente de cálculo, R_d . O dimensionamento também deve ser feito considerando a seção homogênea e com sua área bruta (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 24).

As máximas tensões de tração, segundo a norma brasileira, devem ser menores ou iguais à resistência à tração da alvenaria, para argamassa de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas, conforme tabela 1.

Tabela 1 – Valores característicos da resistência à tração na flexão

DIREÇÃO DA TRAÇÃO	Resistência média à compressão da argamassa (Mpa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 11)

Já as máximas tensões de compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria. Sendo estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma f_{pk} , ou 85% da de pequena parede f_{ppk} . Para compressão a flexão, o valor obtido para compressão simples deve ser multiplicado por 1,5 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 25).

5.2 FORÇA DE PROTENSÃO

O dimensionamento da força de protensão deve ser realizado através da verificação de tração nula em serviço. Devido à resistência à tração da alvenaria ser baixa, aumentar minimamente a força de protensão é suficiente para excedê-la. Assim a parte da resistência à tração a alvenaria não tem sentido prático (PARSEKIAN, 2002, p. 217).

De acordo com a NBR 15961-1, o cálculo da força de protensão é feito considerando os coeficientes de ponderação em serviço das ações, com coeficiente de majoração de esforços igual a 0,9 para efeito favorável da força de protensão e permanente.

5.3 RESISTÊNCIA DA ALVENARIA

Para determinar a resistência da alvenaria, deve-se considerar ela não armada. Também deve ser verificada antes e depois da ocorrência de perdas por protensão, podendo reduzir em 20% o valor do coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria para verificação antes das perdas. Quando os cabos não tiverem seu deslocamento lateral totalmente restrito, deve-se levar em conta a força de protensão na consideração da esbeltez e a possibilidade de ruptura por flambagem. Quando os cabos estiverem totalmente envolvidos por graute, ou estejam presos à parede, ou por algum dispositivo em pelo menos três pontos ao longo da altura da parede, a força de protensão não precisa ser considerada (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 39).

5.3.1 Compressão simples

Segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 25), o esforço resistente de cálculo para paredes de alvenaria estrutural é obtido através das equações 5 e 6:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (\text{equação 5})$$

$$R = [1 - (\frac{\lambda}{40})^3] \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

N_{rd} = força normal resistente de cálculo (N);

f_d = resistência à compressão da alvenaria (MPa);

A = área da seção resistente (mm^2);

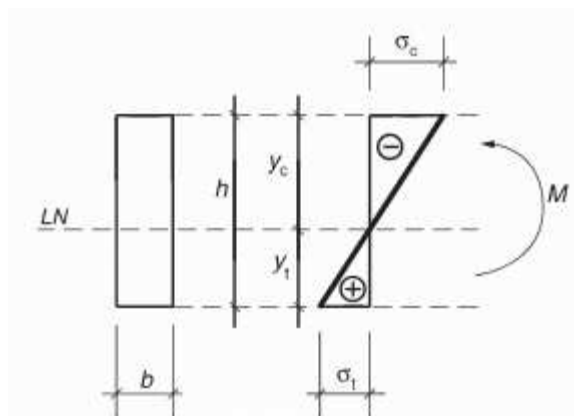
R = coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

λ = índice de esbeltez.

5.3.2 Flexão simples

Para calcular o momento fletor resistente da seção transversal, pode-se usar o diagrama da figura 11.

Figura 11 – Diagrama de tensões para alvenaria não armada



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 27)

A máxima tensão de compressão na flexão, σ_c , não pode ultrapassar em 50% a resistência à compressão da alvenaria, f_d , ou seja, $1,5 f_d$. Para a máxima tensão de tração, σ_t , não pode ser maior que a resistência à tração da alvenaria, f_{td} (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 27).

5.3.3 Flexo-compressão

Segundo a norma brasileira 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 26), deve-se obter as tensões normais através da superposição das

tensões normais lineares devidas à força normal e ao momento fletor. As tensões normais de compressão devem satisfazer a equação 7:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{K \cdot Z} \leq f_d \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

N_d = força normal de cálculo (N);

M_d = momento fletor de cálculo (N.mm);

f_d = resistência à compressão da alvenaria (MPa);

A = área da seção resistente (mm^2);

Z = módulo de resistência de flexão mínimo da seção resistente (mm^3);

R = coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

$K = 1,5$ – fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.

5.4 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA

Para verificação da ruptura, o momento máximo aplicado, M_d , deve ser menor que o momento último, M_u . Para seções uniformes tem-se as equações 8 e 9:

$$x = A_p \cdot \frac{f_{pd}}{(f_d \cdot b)} \quad (\text{equação 8})$$

$$M_u = A_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

x = posição da linha neutra (mm);

A_p = área dos cabos de protensão (mm^2);

f_{pd} = tensão nominal no cabo de protensão (MPa);

f_d = resistência à compressão da alvenaria (MPa);

b = largura da parede (mm);

M_u = momento último (N.mm);

d = altura útil da seção (mm).

Já para seções em que a largura não é uniforme as equações devem ser adaptadas convenientemente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 40).

5.5 CISALHAMENTO

Na tabela 2, são apresentados os valores da resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes, f_{vk} , em função da resistência da argamassa, sendo esta de cimento, cal e areia, sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 11).

Tabela 2 – Valores característicos de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes

Resistência média à compressão da argamassa (Mpa)		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 12)

Sendo σ a tensão normal de pré-compressão na junta, onde são consideradas apenas as ações permanentes, ponderadas por coeficiente de segurança igual a 0,9. Para alvenaria protendida é permitido computar a força de protensão (após perdas) para o cálculo do aumento de tensão devido à pré-compressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 40).

5.6 PERDAS DE PROTENSÃO

A força de protensão que é aplicada em uma estrutura sofre perdas com o tempo, causadas devido à relaxação do aço, deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica,

fluência, acomodação das ancoragens, atrito e por efeitos térmicos, que podem ser calculadas de acordo com os itens a seguir (ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 40).

5.6.1 Deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos e fluência

Segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 40), para estimar a perda de protensão devido à deformação elástica da alvenaria, movimentação higroscópica, efeitos térmicos, fluência e retração, a equação 10 pode ser aplicada:

$$\Delta_{\sigma} = \frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2} + E_p \cdot [(k_a - k_s) \cdot \Delta T + C \cdot \sigma_m + \varepsilon_{ms}] \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

Δ_{σ} = variação média de tensão de protensão (MPa);

α_e = razão entre os módulos de elasticidade do aço e da alvenaria;

σ_m = tensão de protensão inicial no centroide dos cabos de protensão (MPa);

E_p = módulo de elasticidade do aço do cabo de protensão (MPa);

ΔT = variação de temperatura (°C);

k_a = coeficiente de dilatação térmica da alvenaria (mm/mm/°C);

k_s = coeficiente de dilatação térmica do aço (mm/mm/°C);

C = fluência específica (mm/mm/MPa);

ε_{ms} = coeficiente de deformação unitária por retração na alvenaria (mm/mm).

5.6.2 Atrito, acomodação das ancoragens e relaxação do aço

Quando a alvenaria é protendida com cabos retos e não aderidos, não existem perdas por atrito, assim como não há perdas por acomodação das ancoragens quando a protensão é feita com barras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41). Para determinar as perdas nos demais casos devem ser consideradas as recomendações para o concreto protendido. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2007, p. 29), para a relaxação de fios e cordoalhas, após 1000 horas a 20 °C e para tensões variando de $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$, pode-se adotar os valores da tabela 3.

Tabela 3 – Valores do coeficiente de relaxação em porcentagem

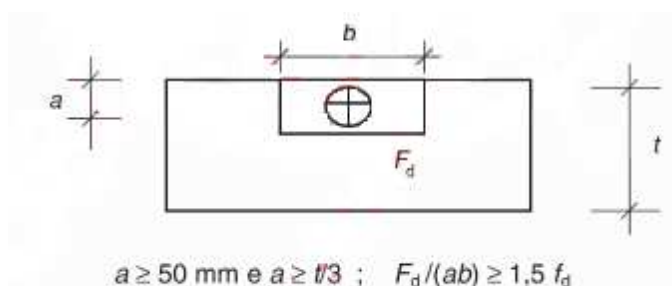
σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	Relaxação Normal	Relaxação Baixa	Relaxação Normal	Relaxação Baixa	
$0,5 f_{ptk}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,6 f_{ptk}$	3,50	1,30	2,50	1,00	1,50
$0,7 f_{ptk}$	7,00	2,50	5,00	2,00	4,00
$0,8 f_{ptk}$	12,00	3,50	8,50	3,00	7,00

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 29)

5.6.3 Tensão de contato

Segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41), deve ser executada pelo menos uma fiada de alvenaria grauteada ou coxim de concreto acima da placa de ancoragem dos cabos, verificando as tensões de contato. Para alvenaria grauteada a região de contato deve ser maior que 50 milímetros ou $1/3$ da espessura da parede e a tensão de contato deve ser menor ou no máximo $1,5$ de f_d , como mostra a figura 12.

Figura 12 – Tensão de contato



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 26)

5.6.4 Ancoragem nos apoios

Para a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41), a ancoragem dos cabos de protensão pode ser realizada através de placa e porca ou diretamente em base de concreto. De acordo com Parsekian (2002, p. 95), é possível eliminar as perdas por ancoragem através de escoramento das placas de ancoragem. A operação é feita após a acomodação dos cabos e deve-se usar o macaco hidráulico para suspender a placa com as cunhas ancoradas e preparar calços de aço sob essa. Já as barras de protensão ancoradas com porcas não apresentam perdas por deformação da ancoragem.

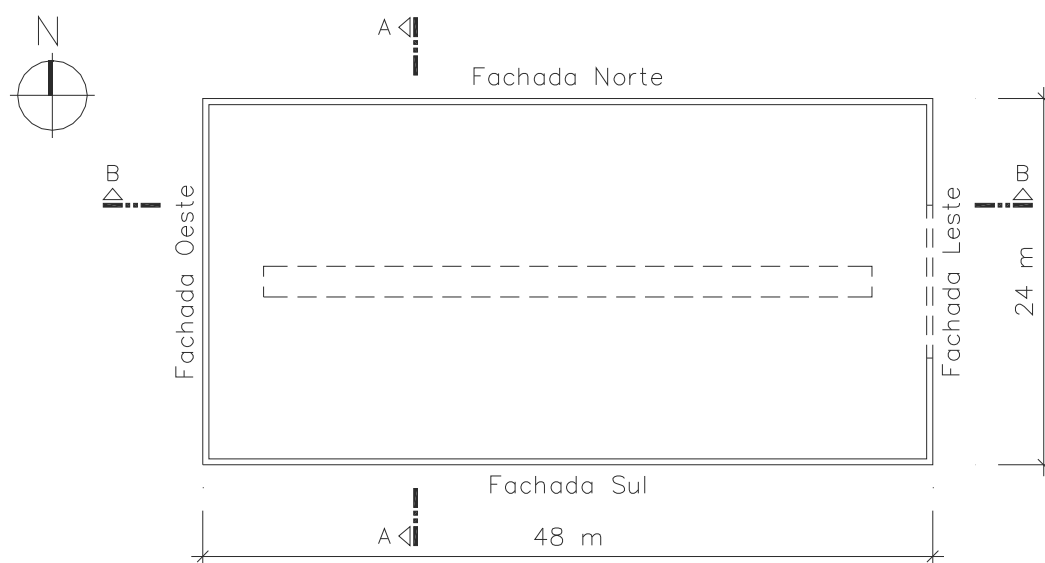
6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Com a finalidade de apresentar um exemplo no qual a alvenaria estrutural protendida pode ser aplicada, foi definida como modelo uma parede com pé direito elevado. O elemento faz parte de um pavilhão, analisado anteriormente para utilização da alvenaria estrutural convencional, no qual tiveram que ser propostas soluções, principalmente para resistir aos carregamentos laterais, que geram esforços de tração na alvenaria, sendo que esta apresenta baixa resistência a este tipo de solicitação. Para suportar estes carregamentos, neste exemplo é considerada a utilização da protensão.

O projeto do pavilhão industrial, como mostram as figuras 13 a 15, está localizado na Região Metropolitana de Porto Alegre e apresenta as seguintes características:

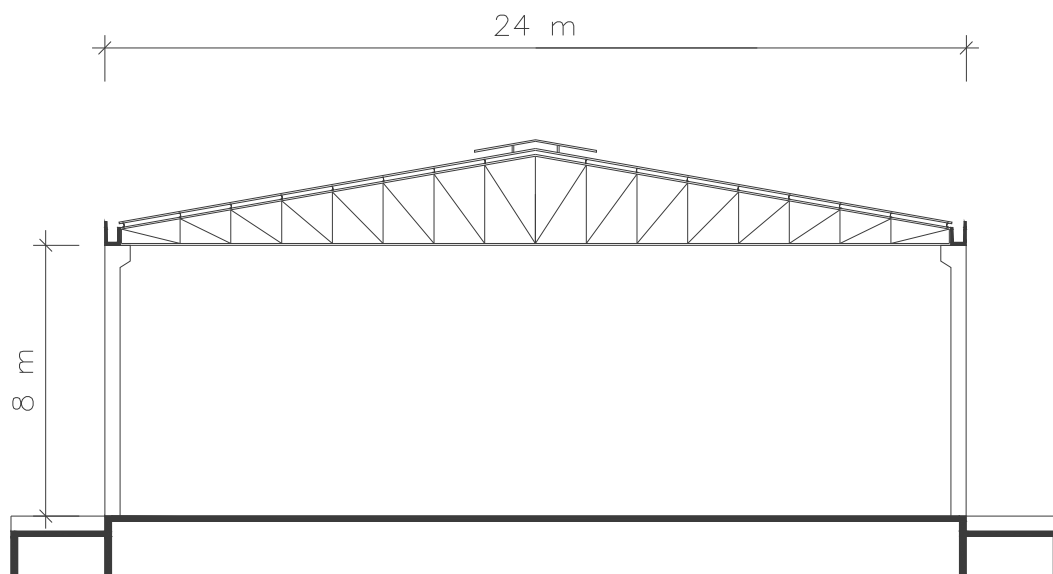
- a) cobertura com duas águas;
- b) vão transversal de 24 metros;
- c) vão longitudinal de 48 metros;
- d) pé direito de 8 metros;
- e) lanternim com 40 metros de comprimento.

Figura 13 – Planta baixa do pavilhão



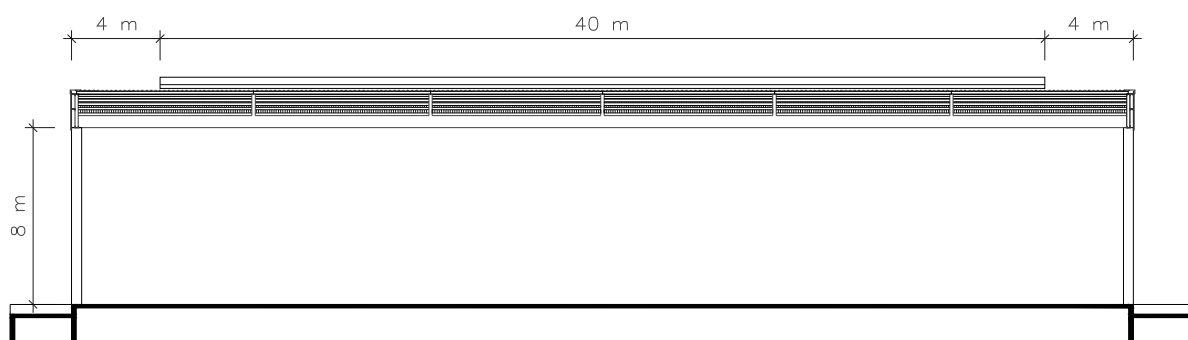
(fonte: ARAKI, 2008, p. 33)

Figura 14 – Corte AA



(fonte: ARAKI, 2008, p. 33)

Figura 15 – Corte BB



(fonte: ARAKI, 2008, p. 34)

6.1 CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA

Como o pavilhão do exemplo já foi analisado, os carregamentos da estrutura já estão definidos. Para Araki (2008, p. 35), as cargas permanentes verticais de compressão são compostas do peso da cobertura e do peso próprio das paredes. Para determinar o peso próprio das paredes, basta utilizar a equação 11:

$$p = \gamma \cdot e \cdot h \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

p = peso da alvenaria (por unidade de comprimento) (N/m);

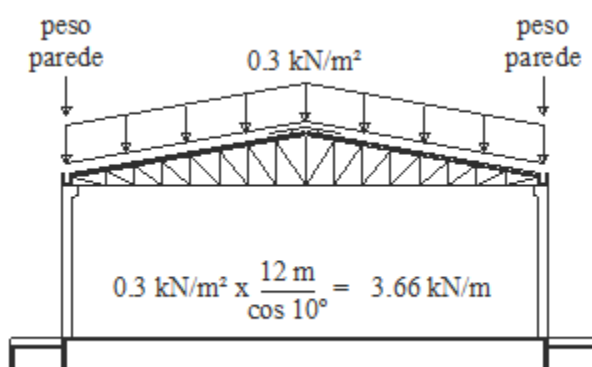
γ = peso específico da alvenaria (N/m³);

e = espessura da parede (m);

h = altura da parede (m).

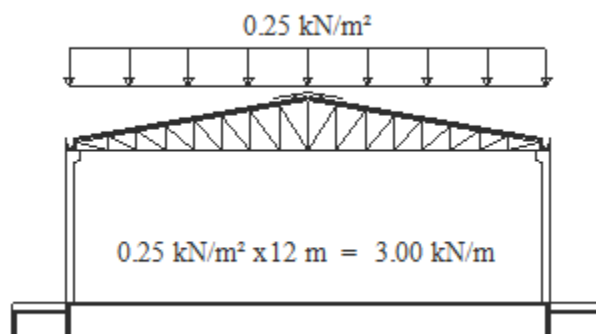
A ação permanente resultante é ilustrada na figura 16, sendo composta por uma carga de 3,66 kN/m em cada parede, devido a cobertura, mais o peso próprio da parede. Já para as cargas variáveis, Araki (2008, p. 36) as define como aquelas que resultam do uso ou ocupação da edificação, sendo consideradas a sobrecarga no telhado e a ação do vento. A sobrecarga foi definida em 0,25 kN/m², resultando uma carga de 3,00 kN/m em cada parede, como mostra a figura 17. Para o vento, as pressões mais desfavoráveis encontradas estão apresentadas nas figuras 18 e 19.

Figura 16 – Forma de atuação das cargas permanentes

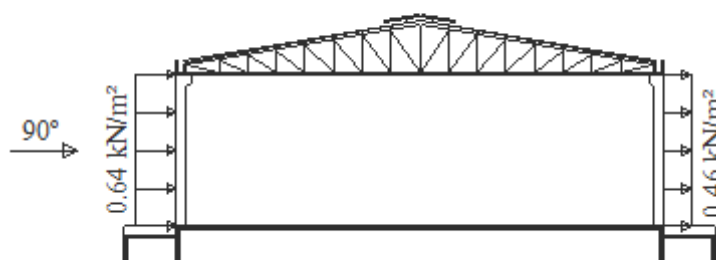


(fonte: ARAKI, 2008, p. 41)

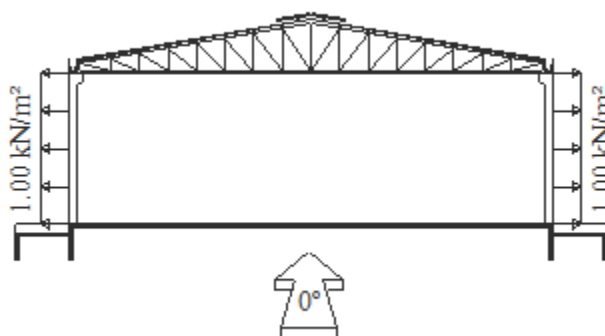
Figura 17 – Forma de atuação da sobrecarga



(fonte: ARAKI, 2008, p. 41)

Figura 18 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 90° 

(fonte: ARAKI, 2008, p. 41)

Figura 19 – Pressões mais desfavoráveis ao pavilhão devido ao vento a 0° 

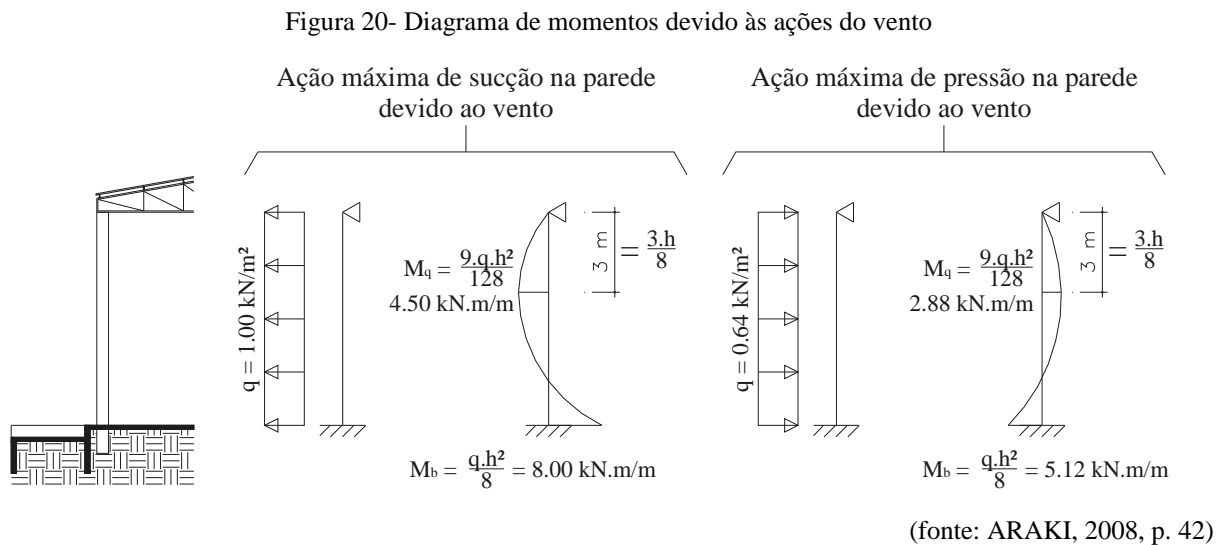
(fonte: ARAKI, 2008, p. 41)

6.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA

Definidos os carregamentos, algumas considerações devem ser feitas para começar o dimensionamento da estrutura. De acordo Araki (2008, p. 41), devem ser feitas as seguintes considerações:

- cobertura rígida, ligando as duas paredes, o que limita seus deslocamentos e impede que altura efetiva da parede seja considerada maior como indica a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 19);
- fundação engastada, o que ocasiona momentos máximos na base da parede.

Para este tipo de vinculação os esforços máximos são os apresentados nos diagramas da figura 20, quando a estrutura é submetida às ações laterais máximas.



Outra consideração para possibilitar o dimensionamento, é o uso de cintas a cada 2,5 metros de parede, para atender a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 22) quanto ao índice de esbeltez, determinado através da razão da equação 12:

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

λ = índice de esbeltez;

h_e = altura efetiva (m);

t_e = espessura efetiva (m).

Sendo a espessura da parede igual a 19 centímetros e a altura efetiva de 2,5 metros, chega-se a um índice de esbeltez de 13,2, sendo este inferior ao máximo indicado pela norma como mostra a tabela 4. Porém, as cintas não serão suficientes, devido ao comprimento de 48 metros da parede, sendo necessário o uso de enrijecedores.

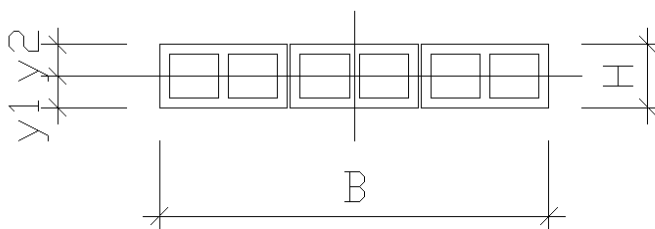
Tabela 4 – Valores máximos do índice de esbeltez de paredes

Não armados	24
Armados	30

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 22)

Para continuidade do dimensionamento também foi proposta a seção de parede mostrada na figura 21, com B igual a 1,20 metros e H igual a 0,19 metros, sendo então determinadas as propriedades necessárias para os demais cálculos. A área da seção resistente obtida é a de 0,228 m², já o momento de inércia é de 60351,25 cm⁴ e o módulo de resistência igual a 6352,76 cm³, como mostra a tabela 5.

Figura 21 – Seção proposta



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Propriedades da seção

Propriedades da seção	
$A = B \times H$	2280 cm ²
$I = (B \times H^3) / 12$	60351,25 cm ⁴
$Z = I / (H/2)$	6352,76 cm ³

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3 DIMENSIONAMENTO DA PAREDE

Como citado no capítulo 5, o dimensionamento da alvenaria estrutural protendida é feito a partir da determinação dos diagramas de tensões na seção resistente, que são gerados pelos carregamentos e ações da estrutura, definidos anteriormente, e a partir destes diagramas é possível calcular a força de protensão, para então realizar o dimensionamento da alvenaria e demais considerações feitas pela norma. Todas as considerações de cálculo estão descritas no apêndice A.

6.3.1 Força de protensão

Para a determinação da força de protensão foram utilizadas as cargas da tabela 6 e 7. Com estas cargas foram feitas as seguintes combinações:

- a) peso próprio + vento para sucção;
- b) peso próprio + vento para pressão;
- c) peso próprio + sobrecarga + vento para sucção;
- d) peso próprio + sobrecarga + vento para pressão.

Com resultado mais crítico, gerado pela combinação peso próprio + vento para sucção e apresentado na tabela 8, foram calculadas as tensões para cada carregamento. E para eliminar o esforço de tração causado pelo vento, uma tensão de 2,10 N/mm² é necessária, isso é possível com aplicação de uma força de protensão. Os diagramas de tensões encontrados aparecem na figura 22.

Tabela 6 – Cargas para base

Cargas para base	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	29,928	29,928
Sobrecarga (kN)	3,6	3,6
Momento (kN.m)	9,6	6,144

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Cargas para 3/8h

Cargas para 3/8h	Sucção na parede	Pressão na parede
Ação permanente (kN)	13,968	13,968
Sobrecarga (kN)	3,6	3,6
Momento (kN.m)	5,4	3,456

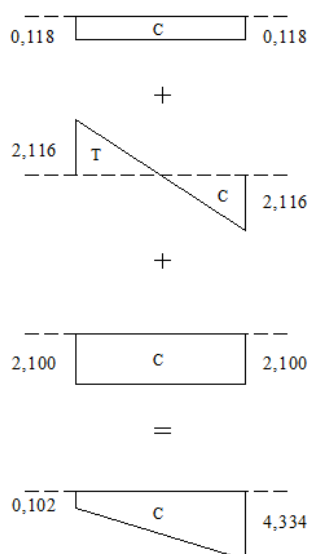
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Combinação de ações mais crítica

		Cargas	Tensão (N/mm ²)
Ação permanente (kN)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Ação permanente}}{A}$	0,9x29,928	0,118
Momento (kN.m)	$\frac{\gamma_f \cdot \text{Momento}}{Z}$	1,4x9,6	2,116

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – Diagramas de tensões



(fonte: elaborado pelo autor)

Utilizando a tensão de 2,1 N/mm² para a protensão, as tensões de tração que aparecem na parede são zeradas, respeitando o que é imposto pela Norma. Com esta tensão a força de protensão final é de 478,80 kN, inicialmente foi adotada uma perda de 35% então a força de protensão inicial que foi considerada é de 646,38 kN. Foram adotadas três barras de 20 milímetros para a protensão, sendo a força de protensão inicial para cada barra de 215,46 kN.

6.3.2 Resistência da alvenaria

Utilizando a equação 7 e ainda considerando a força de protensão foi possível determinar a resistência à compressão da alvenaria. Na verificação com a força de protensão inicial foi considerada uma redução de 20 % no coeficiente de ponderação, γ_m . Também foi considerado que f_d é igual a 0,7 de f_{pk} e que o rendimento da resistência do prisma, f_{pk} , é de 80% da resistência do bloco, f_{bk} . Chegou-se a um bloco de 14,308 MPa, como mostra a tabela 9, sendo então utilizados blocos de 16 MPa e a uma argamassa de 10 MPa (vide apêndice A).

Tabela 9 – Dimensionamento da alvenaria

Para força de protensão inicial		
f_d	f_{pk}	f_{bk}
$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_i}{A} = 4,451 \text{ MPa}$	$\frac{1.8 f_d}{0.7} = 11,446 \text{ MPa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 14,308 \text{ MPa}$
Para força de protensão final		
f_d	f_{pk}	f_{bk}
$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{K \cdot Z} + \frac{P_f}{A} = 3,716 \text{ MPa}$	$\frac{2.0 f_d}{0.7} = 10,618 \text{ MPa}$	$\frac{f_{pk}}{\eta} = 13,272 \text{ MPa}$

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3 Verificação da ruptura

O momento último, M_u , foi verificado de acordo com as equações 8 e 9. Considerando o uso de três barras de 20 milímetros, com f_{ptk} de 1050 MPa. A tensão nominal na barra de protensão foi considerada como 0,88 de f_{ptk} , conforme indica a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 43) para barras com CP-105. Porém a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 39), cita que a tração em cabo não aderido não pode exceder 70 % da sua resistência última. Devido a

isso, foi considerado que as barras fossem aderidas, necessitando então de grauteamento. Como mostra a tabela 10, o momento último, M_u , é maior que o momento máximo aplicado, M_d .

Tabela 10 – Verificação da ruptura

x	M_u	M_d
$A_p \cdot \frac{f_{pd}}{(f_d \cdot b)} = 0,04m$	$A_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 1719 \text{ kN.m}$	$1.4 \cdot 9.6 = 13.44 \text{ kN.m}$

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.4 Cisalhamento

Para verificação do cisalhamento, usou-se a expressão $0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$, encontrada na tabela 2, para determinar a resistência característica ao cisalhamento, pois a argamassa utilizada apresenta um resistência de 10 MPa. Considerando que a argamassa é disposta em toda a área líquida dos blocos com cordões de 2,5 centímetros, a área encontrada é de 0,103 m². Com a força de protensão final de 478,80 kN ponderada por coeficiente igual a 0,9, a tensão normal de pré-compressão é igual a 4,194 MPa. Assim a resistência característica ao cisalhamento, f_{vk} , é igual a 2,447 MPa. Como este valor é superior ao limite, foi adotada a resistência de 1,7 MPa. A tensão de cisalhamento de cálculo encontrada foi de 0,224 MPa, sendo inferior ao imposto pela NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 29), que é f_{vk}/γ_m , sendo então 0,85 MPa, onde γ_m é igual a 2.

6.3.5 Perdas de protensão

Neste item foram determinadas as perdas de protensão. Foi utilizada a equação 10 para determinar as perdas devido a deformação elástica da alvenaria, a movimentação higroscópica, efeitos térmicos e de fluência. Nas tabelas 11 e 12, são mostrados os valores de referência, de acordo com a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011), e cada parcela da equação separadamente.

Tabela 11 – Valores de referência

Item	Unidade	Valor
E_p	MPa	200000
E_a	MPa	$800 \cdot f_{pk} = 9157$
α_e	MPa	21,842
α_m	MPa	0,945
k_a	mm/mm/°C	0,000009
k_s	mm/mm/°C	0,0000119
ΔT	°C	20
C	mm/mm/Mpa	0,0005
ε_{ms}	mm/mm	0,0005

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Perdas de protensão

	Fórmulas	$\Delta\sigma$ (MPa)	f_{pd} (MPa)	perda (%)
Deformação elástica da alvenaria	$\Delta\sigma = \frac{\alpha_s \cdot \sigma_m}{2}$	10,320	685,851	1,505
Movimentação higroscópica	$\Delta\sigma = E_p \cdot [\varepsilon_{ms}]$	11,660	685,851	1,700
Efeitos térmicos	$\Delta\sigma = E_p \cdot [(k_a - k_s) \cdot \Delta T]$	94,500	685,851	13,778
Efeitos de fluência	$\Delta\sigma = E_p \cdot [C \cdot \sigma_m]$	100,000	685,851	14,580

(fonte: elaborado pelo autor)

Já para o atrito e para a acomodação das ancoragens não há perdas, pois a protensão é feita com barras retas, seguindo o que indica a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41). Para a relaxação do aço é utilizado o valor da tabela 3, que determina uma perda de 7 % para as barras. Com isso é obtida uma perda total de 38,56 %, valor próximo ao estimado inicialmente.

Outro item que deve ser verificado é a tensão de contato, segundo a NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41), deve ser executada pelo menos uma fiada de alvenaria grauteada, sob a placa de ancoragem. Antes das perdas foi considerado um acréscimo de 20 % na tensão de contato admissível, sendo esta no máximo $1,5 f_d$. Utilizando uma placa de ancoragem de 0,25 metros por 0,19 metros, para a força de

protensão inicial a tensão de contato é de 4,536 MPa, estando abaixo do limite de $1,2 \times 1,5 \times f_d$ que é de 8,011 MPa. Para a força de protensão final a tensão de contato é de 3,360 MPa, que também se encontra abaixo do limite de $1,5 \times f_d$ que é de 5,574 MPa.

6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

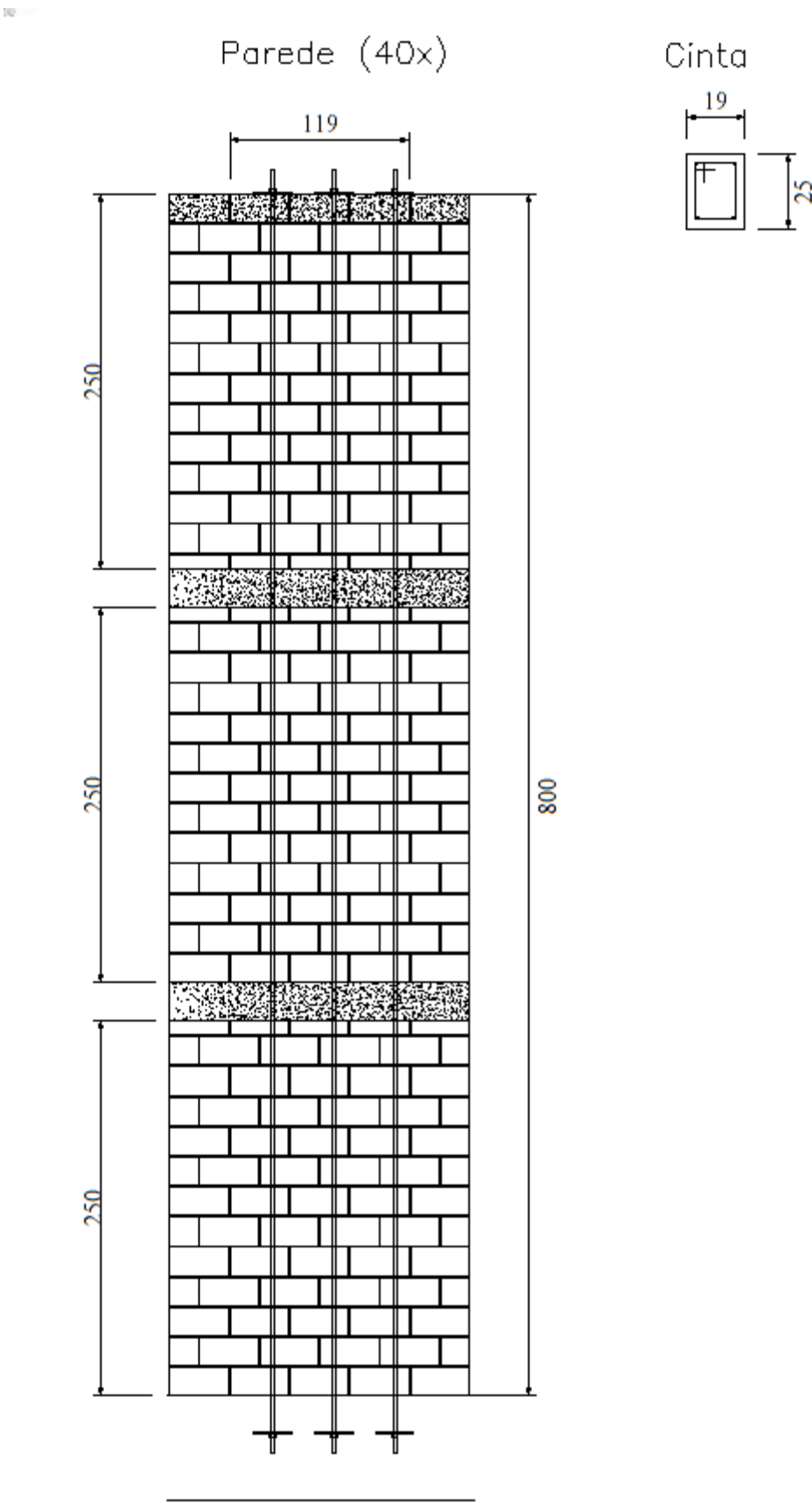
A parede analisada satisfaz as exigências estabelecidas pela NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011). Aplicando a protensão na alvenaria estrutural, foi possível manter a espessura da parede em 19 centímetros, medida encontrada para blocos de concreto, e resistir aos esforços laterais devido ao vento. Porém, com a adoção desta espessura de parede e com o pé direito de 8 metros, a solução encontrada para respeitar as restrições sobre valores máximos do índice de esbeltez, foi a utilização de cintas de concreto a cada 2,5 metros, que foram dimensionadas através do *software* VigaS¹² e como a parede apresenta 48 metros de comprimento, enrijecedores também foram necessários.

Para a protensão foram utilizadas barras, e como a força de protensão a ser aplicada em cada barra é de 215,46 kN, a aplicação deve ser feita com macaco hidráulico. Devido ao fato citado por Parsekian (2002, p. 247), de que para utilização de torquímetros o nível de protensão deve ser de no máximo 150 kN.

Em relação ao grauteamento dos blocos, foi considerada a última fiada grauteada, exigência imposta pela NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011, p. 41), e também nos furos dos blocos nos quais as barras forem posicionadas. Esta solução pode aumentar o custo da estrutura, porém possibilitou, que a tensão nominal do cabo, f_{pd} , fosse considerada $0,88 f_{ptk}$, como indica a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 43), pois os cabos são considerados aderidos. Para o cálculo das perdas, a consideração desta tensão nominal, foi importante, pois ocasionou uma porcentagem de perdas dentro do previsto inicialmente. A disposição das barras ao longo da parede é apresentada na figura 23, assim como o detalhe das cintas.

¹² Programa desenvolvido pelo Prof. Roberto Domingo Rios e pelo bolsista Serguem Trott no Programa de Iniciação Científica PIBIC/CNPq (2004-2005), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Figura 23 – Detalhe da parede



(fonte: elaborado pelo autor)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando que este trabalho tem como objetivo apresentar as diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais utilizando o sistema de alvenaria estrutural protendida, foi realizado o cálculo de uma parede com pé direito elevado de um pavilhão, que anteriormente foi analisado e foram propostas soluções para utilizar a alvenaria estrutural convencional, porém para vencer os esforços máximos foi necessária a utilização de enrijecedores ou paredes diafragma, aumentando assim a espessura da parede. Estas necessidades são dispensadas na alvenaria estrutural protendida, que através da protensão zera as tensões de tração existentes e combate os esforços máximos causados pela ação do vento.

Para o dimensionamento da alvenaria protendida foram utilizadas as considerações feitas pela NBR 15961-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011), destacando que o assunto é tratado com restrição, dificultando possíveis mudanças quanto à utilização da protensão, sendo então necessária a consulta na norma que trata de concreto protendido, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007).

Apesar das dificuldades, quanto a limitação de estudos sobre o assunto, foi possível apresentar diretrizes básicas para executar o dimensionamento de elementos estruturais de alvenaria protendida, mostrando o que deve ser observado e as considerações a serem seguidas. Também foi possível, através da pesquisa bibliográfica, apresentar situações em que a alvenaria protendida pode ser utilizada, já que é uma tecnologia que permite explorar de forma mais eficiente os limites da alvenaria estrutural.

Este trabalho não esgota todos os aspectos relevantes sobre o desenvolvimento de elementos estruturais em alvenaria estrutural protendida, mas possibilita que novos estudos sejam feitos sobre temas relacionados. Então para continuidade deste trabalho sugere-se que novas possibilidades de estruturas sejam apresentadas, mostrando as considerações que devem ser observadas, ampliando assim os estudos sobre o assunto e maximizando os benefícios deste sistema.

REFERÊNCIAS

- ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME_KristianeMattarAccetti.pdf>. Acesso em: 7 jul. 2013.
- ARAKI, M. P. B. **Utilização de Paredes Contraventadas em Alvenaria Estrutural para Pavilhões**. 2008. 88 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 15270-2: componentes cerâmicos parte 2: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – terminologia e requisitos**. Rio de Janeiro, 2005.
- _____. **NBR 6136: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – requisitos**. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimentos**. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 15961-1: alvenaria estrutural – blocos de concreto – parte 1 – projeto**. Rio de Janeiro, 2011.
- BECK, J. K.; SHAW, G.; CURTIN, W. G. The desing and construction of 3 m high post-tensioned concrete blockwork diaphragm earth retaining wall in a residential landscaping scheme. In: SYMPOSIUM ON PRACTICAL DESIGN OS MASONRY STRUCTURES, 1986, London. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1987. p. 225-236.
- BIGGS, D. T. Putting prestressed masonry to use. **Masonry Magazine**. v. 42, n. 10, Out. 2003. Disponível em: <<http://www.masonrymagazine.com/10-03/post.html>>. Acesso em: 13 jun. 2013.
- FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. (7. tiragem). São Paulo: Pini, 1995 (tiragem de 2007).
- GANZ, H. R. Post-tensioned masonry structures. **VSL Report Series**, v. 2. VSL Internacional Ltd, Berne, Switzerland, [entre 1990 e 1993]. Disponível em: <http://www.vsl.net/Portals/0/vsl_techreports/PT_Masonry_Structures.pdf>. Acesso em: 11 jun. 2013.
- HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of Masonry Structures**. 3rd ed. London: Ed. E & FN Spon, 2004.
- PARSEKIAN, G. A. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida**. 2002. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. Disponível em:

<<http://www.infohab.org.br/acervos/buscaautor/codigoAutor/18235>>. Acesso em: 2 jun. 2013.

PARSEKIAN, G. A.; FRANCO, L. S. **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida**. São Paulo: EPUSP, 2002. Boletim Técnico PCC n. 312

_____. Alvenaria protendida: possibilidade de uso no Brasil. In: CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL, 1.; ENCONTRO DE TECNOLOGIA DO MEIO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 10., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2004. Disponível em: <<http://www.infohab.org.br/acervos/buscaautor/codigoAutor/18235>>. Acesso em: 2 jun. 2013.

PARSEKIAN, G.A.; SOUZA, P. R. A.; FRANCO, L. S.; BARROS, M. M. S. Cases of prestressed masonry in Brazil. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 10., 2007, Saint Louis. **Proceedings...** Boulder: The Masonry Society, 2007. p 1-12.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1. ed. (3. tiragem). São Paulo: Pini, 2003 (tiragem de 2008).

SHAW, G. Practical application of post-tensioned and reinforced masonry. In: SYMPOSIUM ON PRACTICAL DESIGN OF MASONRY STRUCTURES, 1986, London. **Proceedings...** London: Ed. Thomas Telford, 1987. p. 197-212.

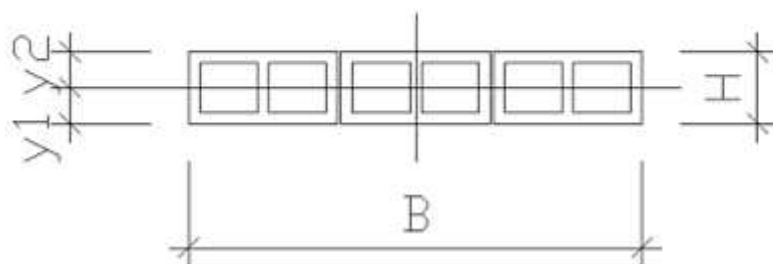
SOUZA, P. R. A. **Desenvolvimento de painel pré-fabricado em alvenaria protendida**. 2008. 90 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2008. Disponível em: <http://www.bdtf.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=2649>. Acesso em: 27 maio 2013.

SOUZA, P. R. A.; PARSEKIAN, G. A. Building and testing clay block prestressed masonry façade panels. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 11., 2009, Toronto, Ontario. **Proceedings...** Toronto, 2009. Não paginado.

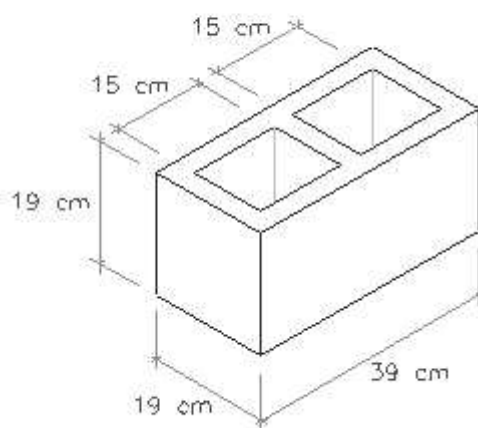
WOODHAM, P. E. **Construction and monitoring of post-tensioned masonry sound walls**. Denver: Colorado Department of Transportation. Dec. 2001. Report CDOT-DTD-R-2002-2 – Final Report. Disponível em: <<http://www.coloradodot.info/programs/research/pdfs/2002/soundwalls.pdf/view>>. Acesso em: 08 set. 2013.

**APÊNDICE A – Memória de Cálculo da
Parede de Alvenaria Estrutural Protendida**

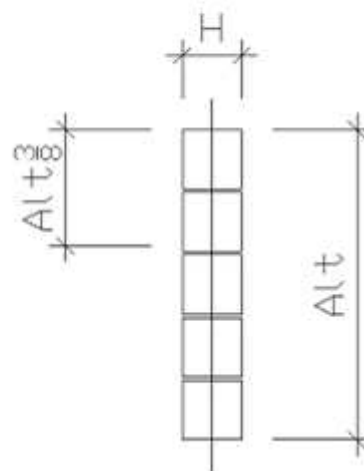
SEÇÃO PROPOSTA



BLOCO UTILIZADO



ALTURA DA PAREDE



$$B := 1.20\text{m} \quad H := 0.19\text{m} \quad b := 0.15\text{m} \quad h := 0.13\text{m} \quad \text{Alt} := 8\text{m} \quad \text{Alt38} := 3\text{m}$$

$$A := B \cdot H \quad A = 0.228\text{m}^2$$

$$I := \left(\frac{B \cdot H^3}{12} \right) - 3 \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right) \quad I = 6.035 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

$$Z := \frac{I}{\frac{H}{2}} \quad Z = 6.353 \times 10^{-3}\text{m}^3$$

CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA

Cargas permanentes

$$\gamma := 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{cobertura} := 3.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := \gamma \cdot B \cdot H \quad p = 3.192 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas variáveis

$$s_c := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{sucção}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$v_{\text{pressão}} := 0.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas para base

$$G_{k1} := (\text{cobertura} \cdot B) + p \cdot \text{Alt}$$

$$G_{k1} = 29.928 \cdot \text{kN}$$

$$Q_k := s_c \cdot B$$

$$Q_k = 3.6 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{bsucção}} := \frac{v_{\text{sucção}} \cdot B \cdot \text{Alt}^2}{8}$$

$$M_{\text{bsucção}} = 9.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{bpressão}} := \frac{v_{\text{pressão}} \cdot B \cdot \text{Alt}^2}{8}$$

$$M_{\text{bpressão}} = 6.144 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Cargas para 3/8 da Altura

$$G_{k2} := (\text{cobertura} \cdot B + p \cdot \text{Alt} \cdot 3/8)$$

$$G_{k2} = 13.968 \cdot \text{kN}$$

$$Q_k := s_c \cdot B$$

$$Q_k = 3.6 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{wsucção}} := \frac{9 \cdot v_{\text{sucção}} \cdot B \cdot \text{Alt}^2}{128}$$

$$M_{\text{wsucção}} = 5.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{wpressão}} := \frac{9 \cdot v_{\text{pressão}} \cdot B \cdot \text{Alt}^2}{128}$$

$$M_{\text{wpressão}} = 3.456 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA SUCÇÃO

Peso próprio + vento na base

$$\gamma_f := 0.9 \quad \gamma_{f1} := 1.4$$

$$G := \frac{\gamma_f \cdot G_{k1}}{A}$$

$$G = 0.118 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{bsucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{bsucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z} = 2.116 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + sobrecarga + vento para base

$$G_{eQ} := \frac{\gamma_f \cdot G_{k1} + \gamma_f \cdot Q_k}{A}$$

$$G_{eQ} = 0.132 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z} = 2.116 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + vento para 3/8 da altura

$$G := \frac{\gamma_f \cdot G_{k2}}{A}$$

$$G = 0.055 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z} = 1.19 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + sobrecarga + vento para 3/8 da altura

$$G_{eO} := \frac{\gamma_f \cdot G_{k2} + \gamma_f \cdot Q_k}{A}$$

$$G_{eO} = 0.069 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{sucção}} \cdot \gamma_{f1}}{Z} = 1.19 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA PRESSÃO

Peso próprio + vento para base

$$G := \frac{\gamma_f \cdot G_{k1}}{A}$$

$$G = 0.118 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma_{f1}}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma_{f1}}{Z} = 1.354 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + sobrecarga + vento para base

$$G_{eQ} := \frac{\gamma_f \cdot G_{k1} + \gamma_f \cdot Q_k}{A}$$

$$G_{eQ} = 0.132 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z} = 1.354 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + vento para 3/8 da altura

$$G := \frac{\gamma f \cdot G k 2}{A}$$

$$G = 0.055 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z} = 0.762 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Peso próprio + sobrecarga + vento para 3/8 da altura

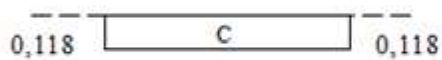
$$G e Q := \frac{\gamma f \cdot G k 2 + \gamma f \cdot Q k}{A}$$

$$G e Q = 0.069 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z}$$

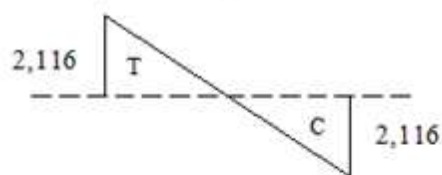
$$\frac{M_{\text{pressão}} \cdot \gamma f l}{Z} = 0.762 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

CASO MAIS CRÍTICO = peso próprio + vento na base



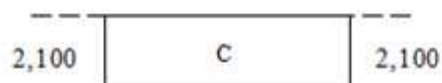
compressão - peso próprio

+



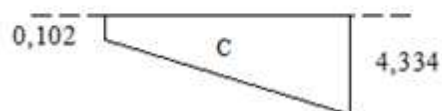
flexão - vento

+



compressão - protensão

=



distribuição final
somente com compressão

FORÇA DE PROTENSÃO

$$P_k := 2.100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{tensão necessária para zerar as tensões de tração}$$

$$P_f := P_k \cdot A \quad P_f = 478.8 \cdot \text{kN}$$

Considerando uma perda máxima de 35 %

$$P_i := 1.35 \cdot P_k \cdot A \quad P_i = 646.38 \cdot \text{kN}$$

Utilizando 3 barras com $P_i/3=215.46 \text{ kN}$

DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA

Resistência de cálculo em paredes

$$Alt1 := 2.5\text{m}$$

$$\lambda := \frac{Alt1}{H} \quad \lambda = 13.158$$

$$R := \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad R = 0.964$$

$$N_d := (G_{k1} + Q_k) \cdot 1.4$$

$$M_d := M_{\text{sucção}} \cdot 1.4$$

$$K := 1.5$$

$$f_d := \left(\frac{N_d}{A} \right) + \left(\frac{M_d}{Z \cdot K} \right) + \left(\frac{P_i}{A} \right) \quad f_d = 4.451 \cdot \text{MPa}$$

Considerando a redução do coeficiente de ponderação em 20% antes das perdas

$$f_{pk} := \frac{1.8 \cdot f_d}{0.7} \quad f_{pk} = 11.446 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta := 0.8$$

$$f_{bk} := \frac{f_{pk}}{\eta} \quad f_{bk} = 14.308 \cdot \text{MPa}$$

$$f_d := \left(\frac{N_d}{A} \right) + \left(\frac{M_d}{Z \cdot K} \right) + \left(\frac{P_f}{A} \right) \quad f_d = 3.716 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{pk} := \frac{2.0 \cdot f_d}{0.7} \quad f_{pk} = 10.618 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{bk} := \frac{f_{pk}}{\eta} \quad f_{bk} = 13.272 \text{ MPa}$$

Resistência do bloco igual a 16 MPa

$$f_{ak} := 0.7 \cdot 13.272 \text{ MPa} \quad f_{ak} = 9.29 \text{ MPa}$$

Tensão de contato

Para verificação do contato entre a placa de ancoragem e a alvenaria, será utilizada placas de 0,25x0,19m, considerando um aumento de 20% antes das perdas

$$a := 0.25 \text{ m} \quad b := 0.19 \text{ m}$$

$$t_c := \frac{\frac{P_i}{3}}{a \cdot b} \quad t_c = 4.536 \text{ MPa}$$

$$t_c \leq 1.2 \cdot 1.5 \cdot f_d \quad t_c \leq 8.011 \text{ MPa}$$

$$t_c := \frac{\frac{P_f}{3}}{(a \cdot b)} \quad t_c = 3.36 \text{ MPa}$$

$$t_c \leq 1.5 \cdot f_d \quad t_c \leq 5.574 \text{ MPa}$$

Considerando o uso de três barras de 20mm, com aplicação da força de protensão, teremos a seguinte tensão efetiva na armadura de protensão, usando 0.88 de f_{ptk} segundo a NBR 6118

$$f_{ptk} := 1050 \text{ MPa} \quad A_p := 3.1415 \text{ cm}^2$$

$$f_{pd} := \frac{\frac{P_i}{3}}{A_p} \quad f_{pd} = 685.851 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} < 0.72 \cdot f_{ptk} \quad f_{pd} < 924 \text{ MPa}$$

VERIFICAÇÃO DA RUPTURA

$$f_{ptk} := 1050 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := 685.851 \text{ MPa}$$

$$f_d := 4.451 \text{ MPa}$$

$$x := \frac{A_p \cdot f_{pd}}{f_d \cdot B} \quad x = 0.04 \text{ m}$$

$$M_u := \left[A_p \cdot f_{pd} \cdot \left(\text{Alt} - \frac{x}{2} \right) \right] \quad M_u = 1.719 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

CISALHAMENTO

$$a_a := (1.20\text{m} + 1.20\text{m} + 1.71\text{m}) \cdot 0.025\text{m} = 0.103 \cdot \text{m}^2$$

$$\sigma := \frac{0.9 \cdot P_f}{a_a} \quad \sigma = 4.194 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vk} := (0.35\text{MPa} + 0.5 \cdot \sigma) \quad f_{vk} = 2.447 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vk} \leq 1.7\text{MPa} \quad f_{vk} \leq \frac{1.7}{2} \quad f_{vk} \leq 0.85\text{MPa}$$

$$\tau_{vd} := \frac{1.4 \cdot 9.6\text{kN}}{(0.025\text{m} \cdot 2 \cdot 1.20\text{m})} \quad \tau_{vd} = 0.224 \cdot \text{MPa}$$

PERDAS DE PROTENSÃO

$$f_{pk} := 11.446\text{MPa}$$

$$E_p := 200000\text{MPa} \quad E_a := 800 \cdot f_{pk} = 9.157 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_p}{E_a} \quad \alpha_e = 21.842$$

$$\sigma_m := \frac{\frac{P_i}{3}}{A} \quad \sigma_m = 0.945 \cdot \text{MPa}$$

$$k_a := 0.000009 \quad k_s := 0.0000119$$

$$\Delta T := 20$$

$$C := \frac{0.0005}{\text{MPa}}$$

$$\xi_{ms} := 0.0005$$

$$\Delta \sigma := \left(\frac{\alpha_e \cdot \sigma_m}{2} \right) \quad \Delta \sigma = 10.32 \cdot \text{MPa} \quad \text{perda} := \left(\frac{10.32}{685.851} \right) = 1.505 \cdot \%$$

$$\Delta \sigma := E_p \cdot [(k_a - k_s) \cdot \Delta T] \quad \Delta \sigma = -11.6 \cdot \text{MPa} \quad \text{perda} := \left(\frac{11.66}{685.851} \right) = 1.7 \cdot \%$$

$$\Delta \sigma := E_p \cdot (C \cdot \sigma_m) \quad \Delta \sigma = 94.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{perda} := \left(\frac{94.5}{685.851} \right) = 13.779 \cdot \%$$

$$\Delta \sigma := E_p \cdot \xi_{ms} \quad \Delta \sigma = 100 \cdot \text{MPa} \quad \text{perda} := \left(\frac{100}{685.851} \right) = 14.58 \cdot \%$$

$$\text{total} := 31.564\% + 7\% = 38.564 \cdot \%$$