

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Brenda Rielli Spier Correa

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE CORTINAS
EM CONCRETO ARMADO**

Santa Cruz do Sul

2017

Brenda Rielli Spier Correa

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE CORTINAS
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul
2017

Brenda Rielli Spier Correa

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE CORTINAS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin



Prof. M.Sc. Christian Donin

Professor Orientador - UNISC



Prof. Dr. Eduardo Rizzatti

Professor Examinador - UFSM



Prof. M. Sc. Henrique Rupp

Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2017

“Uma mudança deixa sempre patamares para uma nova mudança. ”
Maquiavel

RESUMO

A presente pesquisa tem como objetivo comparar métodos clássicos e numéricos para o dimensionamento de cortinas de contenção ligadas à estrutura do prédio. As cortinas de contenção são placas planas e verticais com a função de resistir ao empuxo do solo, para tanto, fatores como dimensionamento dos esforços, qualidade do concreto, tipo de armadura empregada e segurança quanto à estabilidade das formas são fundamentais para obtenção de uma estrutura funcional. O Método dos Elementos Finitos é um método numérico de cálculo que consiste na submissão de uma geometria aos carregamentos e vinculações, onde a mesma é subdividida em pequenas partes, chamados de elementos finitos, dos quais se obtém as tensões em cada região. A partir da revisão bibliográfica foi definida uma geometria padrão para ser dimensionada pelos métodos clássicos e pelo Método dos Elementos Finitos, após foram comparados os resultados dos esforços atuantes nas cortinas de contenção.

Palavras-chave: cortinas de contenção; Método dos Elementos Finitos; concreto armado; modelos de cálculos.

ABSTRACT

The present research aims to compare classical and numerical methods for the design of containment curtains linked to the structure of the building. Containment curtains are flat and vertical plates with the function of resisting the buoyancy of the ground. Factors such as sizing, concrete quality, type of reinforcement used and safety as well as the stability of the shapes are fundamental to obtain a functional structure. The Finite Element Method is a numerical method of calculation that consists of the submission of a geometry to loads and bonds, where it is subdivided into small parts, called finite elements, from which the tensions in each region are obtained. From the bibliographic review, a standard geometry was defined to be dimensioned by the classic methods and by the Finite Element Method, after comparing the results of the forces acting on the containment curtains.

Keywords: containment curtains; Finite Element Method; reinforced concrete; models of calculations.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Reforço de solo do tipo terra armada	14
Figura 2 - Escoramentos com perfis metálicos e pranchas de madeira	15
Figura 3 - Muro de arrimo por flexão	16
Figura 4 - Muro de arrimo com contrafortes	17
Figura 5 - Representação em corte de cortina de arrimo ligada à estrutura do edifício	18
Figura 6 - Cortina de contenção em concreto armado moldada no local	19
Figura 7 - Detalhes construtivos da cortina de contenção	20
Figura 8 - Caracterização da tela soldada	22
Figura 9 - Ancoragem de telas soldadas em estruturas de apoio	24
Figura 10 - Representação gráfica de telas soldadas	25
Figura 11 - Representação dos tipos de apoio em lajes	27
Figura 12 - Reações de apoio na cortina submetida aos esforços do solo	28
Figura 13 - Compensação de momentos negativos máximos	28
Figura 14 - Esforços do solo na cortina de contenção	29
Figura 15 - Distribuição de tensões e posição da linha neutra em seção retangular	30
Figura 16 - Pressões de solo passivas e ativas e os máximos momentos atuantes na estrutura de contenção	32
Figura 17 – Tipos de elementos do M.E.F.	34
Figura 18 - Esforços na direção vertical para o carregamento	37
Figura 19 - Geometria padrão	39
Figura 20 - Seção da geometria padrão	40
Figura 21 - Tensões laterais provocadas pelo solo na estrutura	40
Figura 22 - Sistema de apoios	41
Figura 23 - Elemento solid65	48
Figura 24 - Malha aplicada na estrutura	49
Figura 25 - Vinculações aplicadas	50
Figura 26 - Pressões aplicadas nas cortinas de contenção	51
Figura 27 - Cargas aplicadas no modelo	52
Figura 28 - Ordem numérica das cortinas	53

Figura 29 - Momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal localizado no centro das cortinas	54
Figura 30 - Momentos fletores M_z segundo um eixo vertical localizado no centro das cortinas	54
Figura 31 - Momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal localizado no centro das cortinas 11 e 13	55
Figura 32 - Momentos fletores M_x segundo um eixo vertical localizado no centro das cortinas 11 e 13	55
Figura 33 - Tensões normais de direção X	56
Figura 34 - Tensões normais de direção Y	56
Figura 35 - Tensões normais de direção Z	57
Figura 36 - Seção para o cálculo da inércia	58
Figura 37 - Momentos fletores M_z das cortinas 1 e 6	59
Figura 38 - Momentos fletores M_y para as cortinas 1 e 6	60
Figura 39 - Diagramas de momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal no centro das placas 1 a 10	61
Figura 40 - Diagramas de momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal no centro das placas 11 a 13	62
Figura 41 - Diagramas de momentos fletores M_z segundo um eixo vertical no centro das placas 1 a 10	64
Figura 42 - Diagramas de momentos fletores M_x segundo um eixo vertical no centro das placas 11 a 13	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental	21
Tabela 2 - Telas para autoconstrução	23
Tabela 3 - Aplicações das telas para autoconstrução	23
Tabela 4 – Tensões normais e momentos fletores M_z nas cortinas 1 e 6	58
Tabela 5 - Tensões normais e momentos fletores M_y nas cortinas 1 e 6	59
Tabela 6 - Comparação dos resultados nos engastes das cortinas laterais junto aos pilares (1 a 10)	61
Tabela 7 - Comparação dos resultados no centro das cortinas laterais (1 a 10)	62
Tabela 8 - Comparação dos resultados nos engastes das cortinas de fundo junto aos pilares (11 a 13)	63
Tabela 9 - Comparação dos resultados no centro das cortinas de fundo (11 a 13)	63
Tabela 10 - Comparação dos resultados nos engastes junto as vigas das cortinas laterais (1 a 10)	65
Tabela 11 - Comparação dos resultados no centro das cortinas laterais (1 a 10)	65
Tabela 12 - Comparação dos resultados nos engastes junto as vigas das cortinas de fundo (11 a 13)	66
Tabela 13 - Comparação dos resultados no centro das cortinas de fundo (11 a 13)	67

LISTA DE ABREVIATURAS

cm	Centímetro
IBTS	Instituto Brasileiro de Tela Soldada
kN	Quilonewton
m	Metro
M.E.F.	Método dos Elementos Finitos
mm	Milímetro
MPa	MegaPascal
N	Newton
NBR	Norma Brasileira

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Área e limitação do tema	12
1.2	Justificativa.....	12
1.3	Objetivos da Pesquisa	13
1.3.1	Objetivo Geral	13
1.3.2	Objetivo Específicos	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Tipos de Contensões	14
2.2	Processo construtivo de cortina de contenção moldada no local.....	18
2.2.1	Concreto.....	20
2.2.2	Aço.....	22
2.2.3	Formas	25
2.3	Métodos de cálculo	26
2.3.1	Dimensionamento de cortinas em concreto armado	29
2.3.2	Cálculo das solicitações segundo Mikhelson.....	32
2.3.3	Método dos Elementos Finitos (M.E.F.).....	33
2.3.3.1	Fundamentos	33
2.3.3.2	Tipos de elementos finitos	34
2.3.3.3	Etapas de implementação numérico-computacional do M.E.F.	35
2.4	Algumas pesquisas.....	36
3	METODOLOGIA	38
3.1	Modelo de subsolo definido para estudo das cortinas de contenção	38
3.1.1	Composição de cargas	40
3.3	Cálculo Simplificado	41
3.4	Cálculo via Método dos Elementos Finitos.....	48

3.4.1	Propriedades dos materiais.....	48
3.4.2	Tipo de elemento finito adotado	48
3.4.3	Malha de elementos finitos.....	49
3.4.4	Condições de contorno do modelo	49
3.4.5	Carregamentos aplicados no modelo.....	50
4	RESULTADOS.....	53
4.1	Resultados do modelo clássico	53
4.2	Resultados via Método dos Elementos Finitos	55
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	61
6	CONCLUSÕES	68
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	68
	REFERÊNCIAS.....	70
	APÊNDICES	
	APÊNDICE A - Resultados dos momentos fletores que atuam horizontalmente nas cortinas laterais e de fundo.....	73
	APÊNDICE B - Resultados dos momentos fletores que atuam verticalmente nas cortinas laterais e de fundo.....	74
	ANEXOS	
	ANEXO A – Momentos fletores em lajes com carga triangular	75
	ANEXO B – Valores de Kc e Ks para o aço CA-50.....	76

1 INTRODUÇÃO

Segundo Ranzini e Negro Júnior (1998), as obras de contenções são geralmente executadas em conjunto com as fundações. São empregadas em projetos de pontes, estabilização de encostas, saneamento, subsolos de edificações, estradas etc.

Contenções caracterizam-se por ter uma estrutura que apresenta uma rigidez diversa a do maciço que irá conter, portanto o projeto desse tipo de estrutura depende de deslocamentos, tendo como objetivos contrapor-se aos esforços e tensões provenientes do solo que sofreu algum tipo de alteração em sua estrutura original, como corte ou aterro.

Existem vários tipos de estruturas de contenção. A escolha do tipo de contenção a ser executado depende do estudo de viabilidade de projeto e execução.

1.1 Área e limitação do tema

O estudo será desenvolvido na área de estruturas, mais especificadamente sobre o estudo dos esforços atuantes em cortinas de contenção ligadas à estrutura do edifício.

1.2 Justificativa

Obras de contenções em concreto armado tem como características a versatilidade de suas aplicações, melhor aproveitamento de espaços, pois possibilita, por exemplo, a criação de subsolos em edifícios geralmente utilizados como estacionamentos. Por esses motivos são largamente executadas em obras residenciais e comerciais.

A escolha do tipo de contenção a ser executada depende de diversos fatores, tais como: tecnologia e mão de obra disponíveis, estrutura do solo a ser contido, finalidade da obra, recursos econômicos, tendo em vista que as estruturas de contenção de solos em geral representam um elevado custo e, em alguns casos, maior que o custo da própria edificação.

As cortinas ligadas à estrutura do edifício têm como vantagens a facilidade na execução das formas, pode ser dimensionada com equações simplificadas ou ainda utilizando métodos mais aproximados, é ainda, um tipo de contenção que não gera influência significativa nas fundações das edificações vizinhas, pois não necessita de elementos de ancoragem.

Para o dimensionamento da estrutura são necessárias as considerações das cargas de empuxo de terra, nível e consequentemente pressão do lençol freático e eventuais sobrecargas que podem ocorrer sobre a estrutura de contenção. A importância do correto dimensionamento das estruturas de contenção em concreto armado se dá pela redução de custos, mas principalmente pelas graves patologias que podem ocorrer, não somente nas obras em que são executadas, mas também em edificações próximas. Nos últimos anos os acidentes em estruturas de contenção em geral vêm aumentando, possivelmente pelo avanço do emprego desse tipo de estrutura nas obras em geral.

1.3 Objetivos da Pesquisa

1.3.1 Objetivo Geral

Contribuir para o desenvolvimento das técnicas de análise de estruturas de contenção em concreto armado, através de um comparativo entre dois métodos de cálculo.

1.3.2 Objetivo Específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Realizar uma revisão bibliográfica quanto aos métodos construtivos e de cálculos em contenções.
- Determinar de forma analítica as solicitações na estrutura de contenção.
- Definir e calcular os esforços de uma estrutura empregando métodos de cálculo clássicos e pelo Método dos Elementos Finitos.
- Realizar a comparação dos resultados obtidos por cada método de cálculo.
- Definir vantagens, desvantagens e características dos métodos estudados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de Contenções

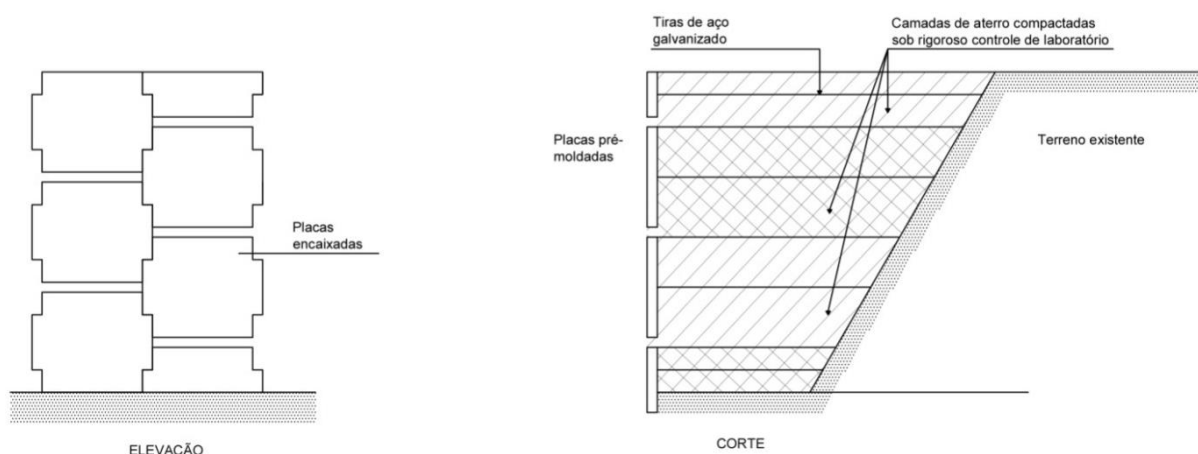
A escolha de determinada contenção depende de fatores de viabilidade econômica e de execução. Existem diversos tipos de estruturas de contenções como, reforço de solo, escoramentos, muros e cortinas.

O reforço de solo tem como objetivo aumentar a resistência do maciço adicionando um ou um conjunto de elementos, para resistir às tensões provenientes de desníveis. Podem ser divididos em: solo reforçado, terra armada e solo grampeado (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Segundo a Revista Técnica (2004), os reforços de solo mais utilizados são o aterro reforçado e terra armada, pois podem atingir alturas maiores que alguns tipos de muros e ainda fazem uso da adição gradual de solo para estruturar o terreno. A Figura 1 representa a estrutura de um reforço de solo do tipo terra armada, método que pode vencer alturas de até 20m.

Para Ranzini e Negro Júnior (1998), os escoramentos são executados em caráter provisório e estão em contato direto com o maciço de solo a ser contido. Possui os seguintes elementos: paredes, longarinas, estroncas e tirantes. Podendo ser executados em madeira, metálico-madeira, metálico ou em concreto.

Figura 1- Reforço de solo do tipo terra armada

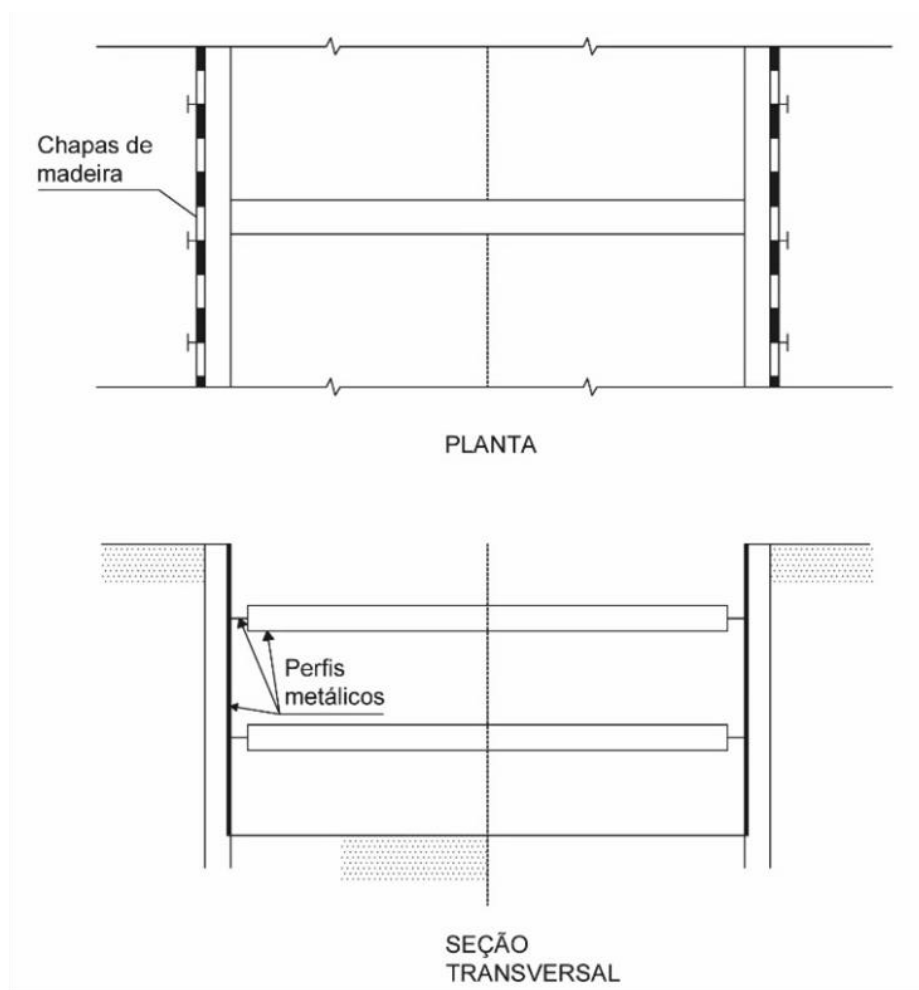


Fonte: Moliterno, 1980, p. 167. Adaptado pelo autor.

Os escoramentos de madeira geralmente têm caráter provisório, podendo ser empregado em menores profundidades, até 4m. A união de elementos metálicos como perfil “I” de aço e pranchas de madeira ou pranchas de concreto constituem

outro tipo de escoramento, onde os perfis são cravados ao longo das laterais da vala e preenchidos com os pranchões, como ilustra a Figura 2 (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Figura 2 - Escoramentos com perfis metálicos e pranchas de madeira



Fonte: Ranzini e Negro Júnior, 1998. Adaptado pelo autor.

Ainda segundo Ranzini e Negro Júnior (1998) estacas justapostas caracterizam-se pela justaposição de perfis metálicos, as peças são cravadas em sequência de modo a formar uma parede de contenção.

Os muros de arrimo são estruturas que podem ser constituídas de diversos tipos de materiais, como pedras argamassadas, misturas de solo-cimento, alvenaria, concreto etc. São executados geralmente para alturas de 5 a 6 metros, a dimensão da base varia entre 40% e 70% do valor da altura (REVISTA TÉCHNE, 2004).

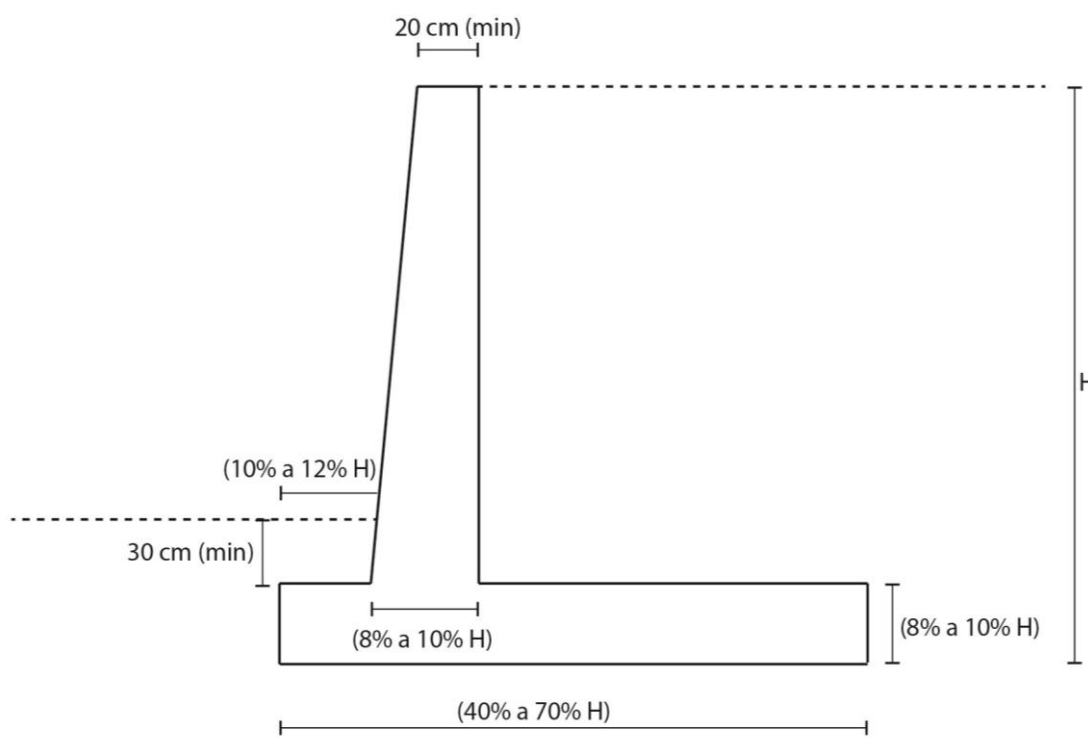
O Muro de arrimo por gravidade pode ser executado em alvenaria de pedra ou em concreto ciclópico (MARCHETTI, 2008).

Segundo Moliterno (1980) para conferir estabilidade à estrutura é necessário fazer com que as cargas verticais sejam pelo menos duas vezes maiores que a grandeza de cargas horizontais (empuxo), a carga vertical é conferida pelo peso próprio da estrutura de contenção.

Conforme a Revista Técnica (2004) os muros de arrimo por flexão, são executados na maioria das vezes em aterros ou reaterros, pela necessidade de peso extra. Quando há a necessidade de vencer alturas maiores utilizam-se contrafortes.

No ponto de vista de dimensionamento Marchetti (2008) afirma que a base do muro deve ter de 40% a 70% da altura do muro assim como, a espessura da base de 8% a 10% da altura, conforme ilustra a Figura 3.

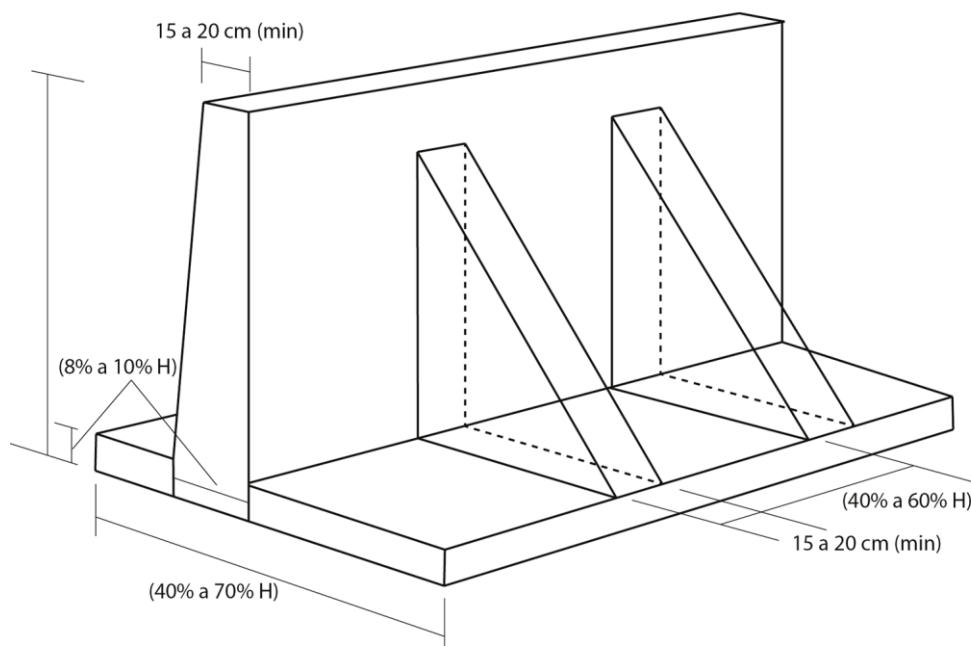
Figura 3 - Muro de arrimo por flexão



Fonte: Marchetti, 2008, p. 43. Adaptado pelo autor.

Marchetti (2008) ainda ilustra a base de dimensionamento utilizada para os muros com contrafortes, onde são distanciados de 40% a 60% da altura do muro, como mostra a Figura 4.

Figura 4 - Muro de arrimo com contrafortes



Fonte: Marchetti, 2008, p. 44. Adaptado pelo autor.

Muros atirantados são estruturas empregadas em contenções de alturas menores de até 3 metros, apresentam um custo inferior, possui barras praticamente horizontais ao plano vertical do muro, consistindo assim em tirantes que são amarrados a outros elementos como blocos ou estacas (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Os muros de gabiões, como descreve a Revista Técnica (2004), são estruturas que se formam a partir de gaiolas preenchidas de pedras britadas com boa distribuição granulométrica de modo a deixar o conjunto denso e ainda manter a permeabilidade da estrutura.

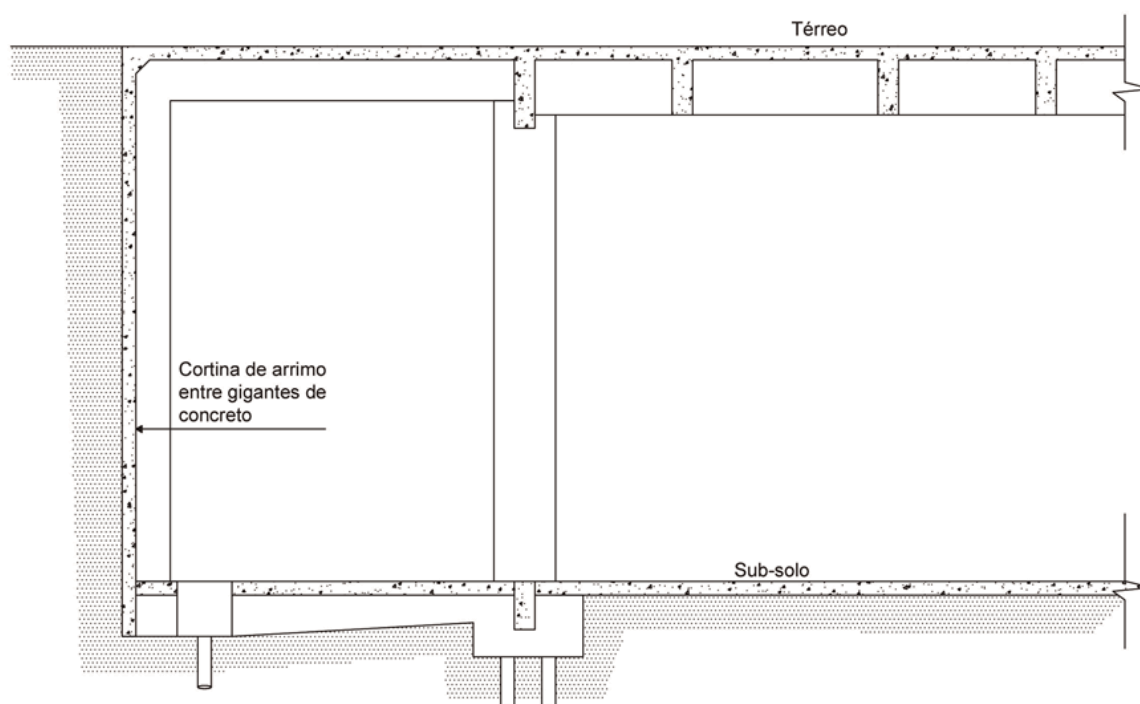
Conforme Ranzini e Negro Júnior (1998) as paredes de diafragma têm como característica a concretagem submersa, para realizar a escavação sem que a estabilidade do maciço fique comprometida é necessário utilizar lama bentonítica, assim possibilita-se a inserção da armadura e do concreto sem causar danos à geometria da escavação.

Para Joppert Júnior (2007) as paredes de diafragma escavadas com lama bentonítica são empregadas principalmente quando há presença de solo arenoso ou quando a obra intercepta o nível de água. Uma de suas funções é fazer com que as escavações internas ao terreno sejam executadas sem o fluxo de água, ação que melhora a condição de estabilidade do maciço no interior da obra.

Segundo Saes, Stucchi e Milittisky (1998) as cortinas consistem em parâmetros de concreto armado ou concreto projetado armado que podem ser ancoradas por tirantes, geralmente são utilizadas para conter escavações que se encontram acima do nível de água, pois necessitam de certa parte da resistência do solo para se manterem estáveis.

O tipo de cortina mais utilizado em obras são as cortinas de arrimo ligadas às estruturas de edifícios, pois possibilita a construção de subsolos geralmente utilizados como estacionamento. Segundo Moliterno (1980) a cortina pode ser solidarizada à estrutura do edifício, como mostra a Figura 5, ou ainda apenas apoiadas, nesse caso é indicada a utilização de perfis metálicos cravados possuindo a ficha necessária, ou então a execução de parede diafragma.

Figura 5 - Representação em corte de cortina de arrimo ligada à estrutura do edifício



Fonte: Marchetti, 2008, p. 45. Adaptado pelo autor.

2.2 Processo construtivo de cortina de contenção moldada no local

As cortinas de concreto armado ligadas à estrutura do edifício e moldadas no local (Figura 6), tem suas armaduras ligadas às de pilares e vigas, método que facilita a montagem de fôrmas, assim como a concretagem.

Figura 6 - Cortina de contenção em concreto armado moldada no local

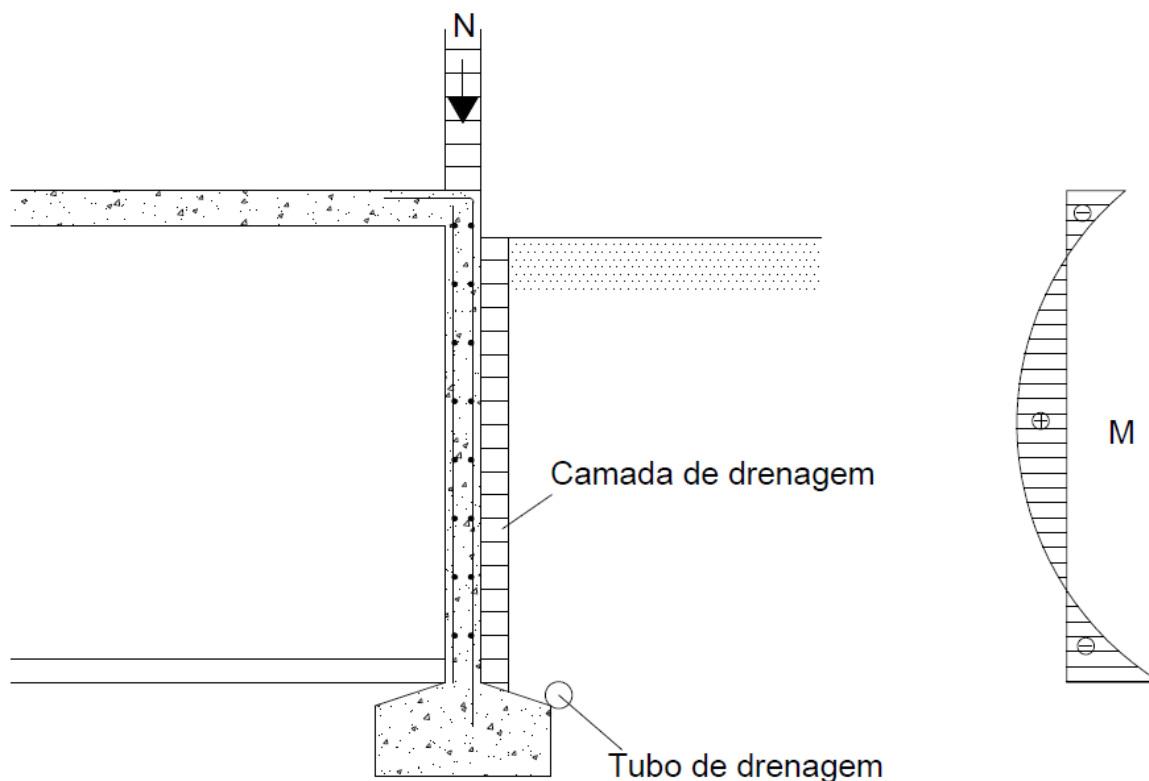


Fonte: Disponível em: <<http://www.schmitzen Engenharia.com.br/servicos#&gid=null&pid=4>>. Acesso em: 04 mai. 2017.

Conforme Leonhardt (1977) quando as paredes de subsolo de edifícios são submetidas ao empuxo de solo, a armadura vertical depende do valor da excentricidade relativa das cargas verticais, oriundos dos momentos fletores gerados pelos valores de empuxo de solo. Para manter a excentricidade pequena em edifícios uma alternativa é engastar a parede de subsolo na fundação e na laje superior. Em casos onde a parede apresentar mais de 15 m de comprimento, se faz necessária uma armadura em malha na face inferior e exterior, onde o espaçamento das barras horizontais deve ser pequeno, essa armadura tem o objetivo de evitar fissuras que possam comprometer a estrutura.

Para evitar a penetração de água na parede de subsolo e também evitar que a mesma exerça pressão sobre a estrutura, recomenda-se que sejam executadas camadas de drenagem, como ilustra a Figura 7.

Figura 7 - Detalhes construtivos da cortina de contenção



Fonte: Leonhardt, 1977. Adaptado pelo autor.

2.2.1 Concreto

Para a composição do concreto leva-se em consideração o grau de agressividade do ambiente onde é executada a obra. No caso de cortina de contenção em edifício trata-se de um ambiente em contato com o solo, podendo gerar reações expansivas no concreto. Conforme Araújo (2014) as reações expansivas podem ser originadas a partir do contato com sulfatos presentes no solo e/ou na água, essas reações podem causar desintegração do concreto. Para impedir que ocorra este tipo de patologia no concreto é necessária uma dosagem adequada assim como a utilização de cimento resistente a sulfatos.

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta uma tabela onde constam as classes de agressividade ambiental (Tabela 1).

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Tipo de Ambiente	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana ^{1 2}	Grande
IV	Muito forte	Marinha ¹	
		Industrial ^{1 2}	
		Industrial ^{1 3}	Elevado
		Respingos de maré	

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p.17. Adaptada pelo Autor.

Logo, a cortina de contenção se enquadra na classe de agressividade II, ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014 há uma exigência de qualidade do concreto em função de agressividade, para a classe II, estruturas de concreto armado devem possuir relação de água-cimento máxima (em massa) de 0,60, resistência mínima de C25 e consumo mínimo de cimento, segundo a ABNT NBR 1265:2015, de 280 Kg/m³.

Caso a estrutura de contenção tenha contato com lençol freático é necessária a utilização de um concreto com baixa permeabilidade à água, portanto conforme a ABNT NBR 1265:2015, o fator água-cimento deve ser de, no máximo, 0,50 e o F_{ck} mínimo de 35MPa.

O *slump* do concreto pode ser definido em comparação ao de parede de diafragma, conforme Joppert Jr. (2007) o ensaio de abatimento deve estar entre 18 e 22 cm, assim como o concreto deve ser feito com consumo de 400 kg/m³ de cimento, com brita 1 (FUSCO, 1995). Cimentos de alto-forno e de alta resistência inicial, pó de pedra, e retardadores de pega não devem ser empregados.

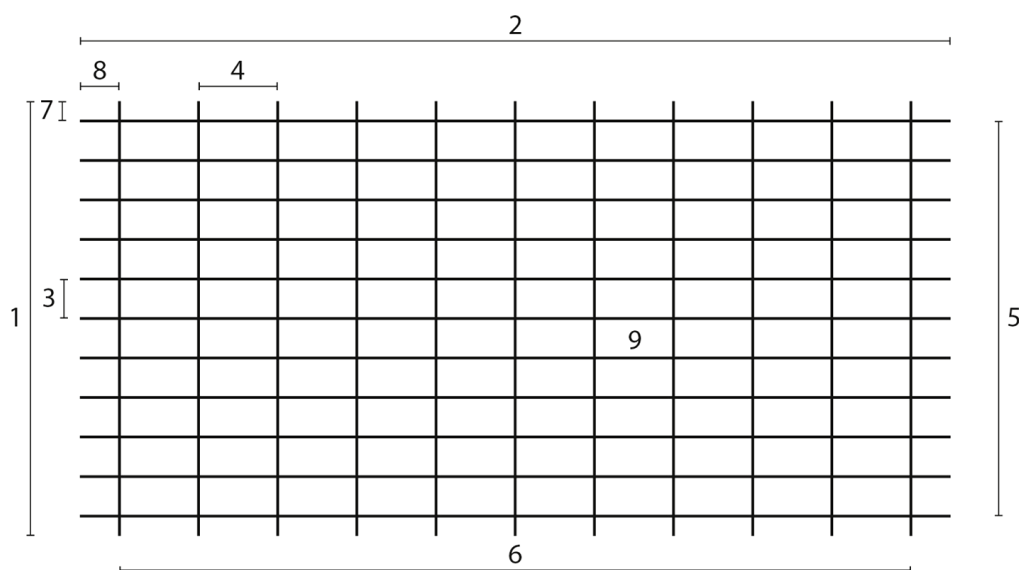
2.2.2 Aço

Segundo Leonhardt (2007), os principais objetivos das armaduras são: absorver os esforços à tração e flexão dando resistência e estabilidade à estrutura, diminuir o aparecimento de fissuras, aumentar a resistência das peças de concreto contra flambagem e ainda auxiliar na resistência à compressão.

Podem ser utilizados dois tipos de arranjo de aço para armar as cortinas de contenção, baseados nos arranjos utilizados para lajes como tela soldada e vergalhões (barra solta).

Fusco (1995) faz a caracterização da tela soldada como ilustra a Figura 8, o autor ainda cita a ABNT NBR 7481:1990, a qual define os padrões para obtenção da tela. As telas são geradas por um conjunto de malhas, quadradas ou retangulares, que são formadas por um composto de fios longitudinais e transversais sobrepostos, os fios são soldados em todos os nós por caldeamento. O diâmetro dos fios pode variar de 3 a 12,5mm.

Figura 8 - Caracterização da tela soldada



- 1 - Largura (m)
- 2 - Comprimento (m)
- 3 - Espaçamento dos fios longitudinais (cm)
- 4 - Espaçamento dos fios transversais (cm)
- 5 - Fios longitudinais
- 6 - Fios transversais
- 7 - Franjas transversais
- 8 - Franjas longitudinais
- 9 - Malha

Fonte: Fusco, 1995, p. 10. Adaptado pelo autor.

Já o método com vergalhões faz uso de barras de alta aderência de aço solidarizadas por fios de aço recozido.

Conforme Araújo (2014), o cobrimento nominal para armaduras de concreto armado para classe de agressividade IV em estruturas em contato com o solo é de 4,0cm.

O Instituto Brasileiro de Tela Soldada, padroniza as telas soldadas, e são divididas em 4 tipos, as tabelas 2 e 3 caracterizam os tipos e suas aplicações.

Tabela 2 - Telas para autoconstrução

Fio	Tipo	Malha (cm)	Bitola (mm)	Seções (cm²/m)	Dimensões (m)	Peso do Pannel (kg)
Liso	Leve	20x20	3,4x3,4	0,45x0,45	2,0x3,0	4,3
	Médio	15x15	3,4x3,4	0,61x0,61	2,0x3,0	6,0
Nervurado	Reforçado	15x15	4,2x4,2	0,92x0,92	2,0x3,0	9,0
	Pesado	10x10	4,2x4,2	1,38x1,38	2,0x3,0	13,2

Fonte: Instituto Brasileiro de Tela Soldada - Informações Técnicas, 2017, p. 13.

Tabela 3 - Aplicações das telas para autoconstrução

Fio	Tipo	Aplicações
Liso	Leve	Ferragem para lajes pré-fabricadas ou treliças de cobertura. Contrapisos e calçadas residenciais. Argamassa de Proteção para impermeabilização.
	Médio	Ferragem para lajes pré-fabricadas ou treliçadas de pisos de residências. Placas pré-moldadas para execução de muros.
Nervurado	Reforçado	Ferragem para lajes pré-fabricadas ou treliçadas de pisos de escritórios ou depósitos. Placas pré-moldadas leves. Pisos de concreto para quadras, garagens e estacionamentos.
	Pesado	Ferragem pronta para piscinas de profundidade até 1,20m (armar lado interno e externo das paredes e fundo). Pisos de concreto para postos de gasolina e depósitos leves.

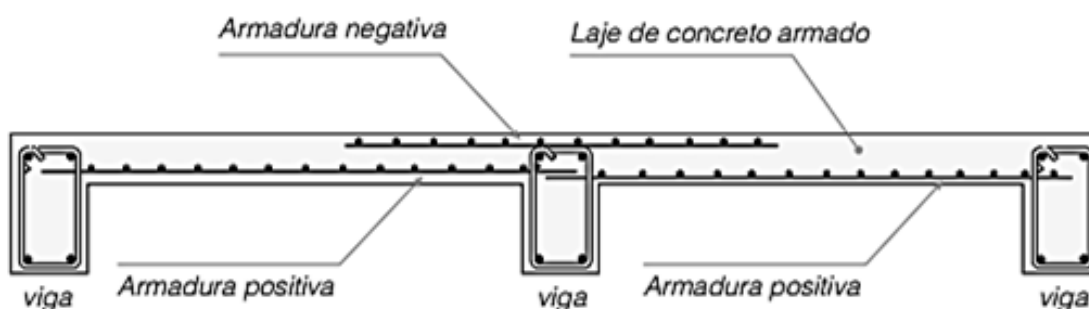
Fonte: Instituto Brasileiro de Tela Soldada - Informações Técnicas, 2017, p. 13.

Quanto as emendas o IBTS determina que para fios com bitola até 8mm é necessária sobreposição de duas malhas, já para fios acima de 8mm aplica-se uma expressão para calcular o comprimento da emenda.

Em relação a ancoragem das telas soldadas, para fios de até 8mm, nas estruturas de apoio e sem ganchos, como mostra a Figura 9.

Para ancorar telas soldadas o comprimento mínimo é de 10 cm ou 10 Ø ou 1/3 da largura do apoio, adotando-se o maior dos três valores. A condição de 1/3 da largura do apoio é para casos onde as lajes são apoiadas em vigas com largura acima de 30 cm.

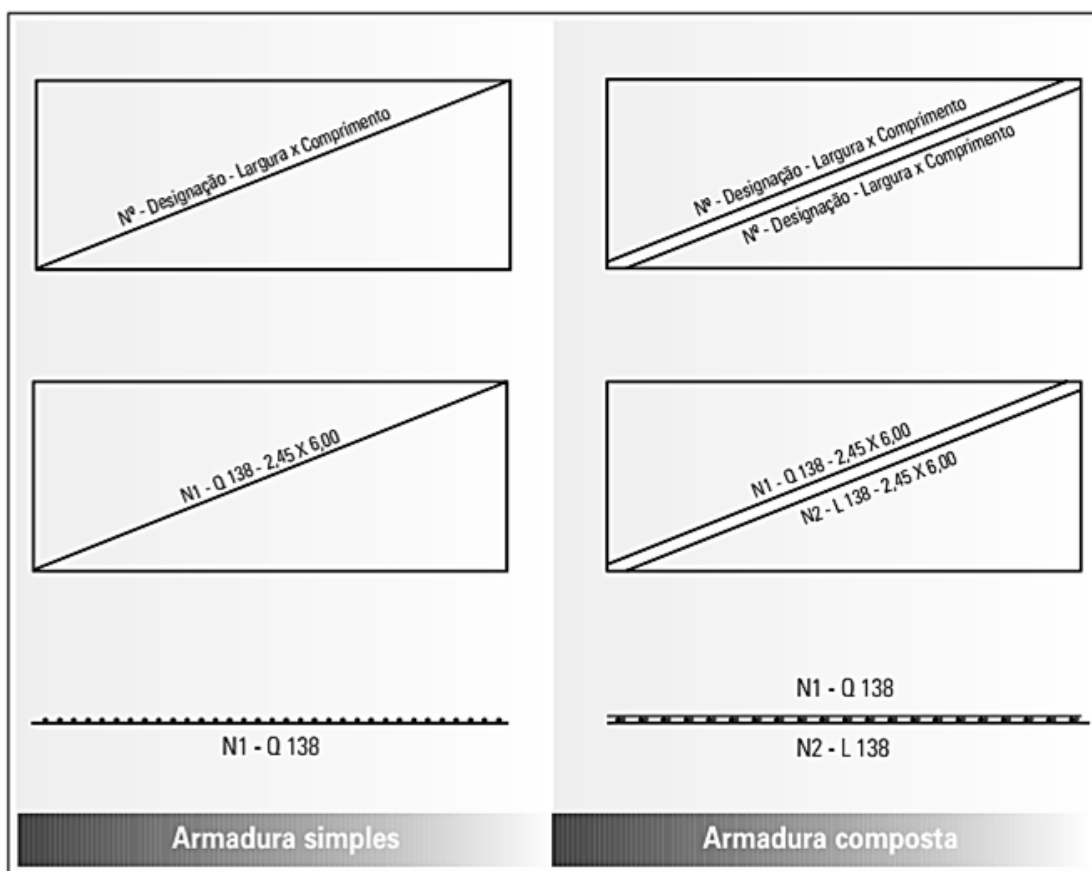
Figura 9 - Ancoragem de telas soldadas em estruturas de apoio



Fonte: Instituto Brasileiro de Tela Soldada - Informações Técnicas, 2017, p. 19.

A representação gráfica é feita por um quadrado ou retângulo em escala com uma ou duas linhas diagonais. No caso de uma linha significa armadura simples com apenas um painel, quando representada com duas linhas significa armadura composta, na qual os painéis são sobrepostos e sem espaçamento e ainda colocados na mesma posição. O texto inserido na linha diagonal informa o número do painel, o tipo, a largura e o comprimento. A Figura 10 ilustra o modo de representação gráfica dos painéis de tela soldada.

Figura 10 - Representação gráfica de telas soldadas



Fonte: Instituto Brasileiro de Tela Soldada - Informações Técnicas, 2017, p. 14.

2.2.3 Formas

As formas podem ser executadas em painéis de madeira, de plástico resistente ou chapas de metal, a escolha do material depende do tipo de utilização, assim como da viabilidade quanto a aspectos econômicos.

Segundo Carvalho (2012) formas de madeira são, em geral, as mais utilizadas, possuem durabilidade e peso medianos, em relação aos demais materiais, como por exemplo as formas de metal que possuem um peso elevado podendo dificultar a execução, assim como o custo dos painéis é maior em relação aos demais, porém a durabilidade do material é elevada. As formas plásticas são leves, porém podem deformar com mais facilidade no momento da concretagem.

2.3 Métodos de cálculo

As placas podem ter diversos tipos de concepções, como lajes, paredes estruturais, fundos de reservatórios etc.

“De acordo com a classificação geral das peças estruturais, as placas são estruturas laminares com superfície média plana, solicitados predominantemente por forças perpendiculares ao seu plano médio” (FUSCO, 1995, p.237).

São elementos que tem a função de receber e transmitir as cargas, para as vigas, das vigas aos pilares e posteriormente às fundações (ARAÚJO, 2014). Para isso são necessários métodos de cálculo que permitam obter o esforço cortante e normal, momento fletor e torção que agem nas lajes e então, realizar o dimensionamento das mesmas.

Araújo (2014) classifica as lajes quanto:

- à estrutura: maciça, nervurada, cogumelo;
- ao vão teórico: laje isolada e laje contínua;
- à armação: armadas em cruz (duas direções), armadas em uma direção.

Segundo Montoya (2000), para o cálculo dos esforços em placas são conhecidos diversos métodos, dos quais podem ser subdivididos em dois grandes grupos: os métodos clássicos e os métodos de ruptura.

- Métodos clássicos: tem como base a Teoria da Elasticidade na qual se supõe que o material é homogêneo, isotrópico e se comporta linearmente.
- Métodos de ruptura: são fundamentados na Teoria da Plasticidade, supondo que o material se comporta de maneira rígido-plástico perfeito.

Os procedimentos de cálculo baseados nas equações, tem suas soluções aproximadas, como forma de agilizar e facilitar o dimensionamento das estruturas são utilizadas tabelas, porém estas têm suas limitações, como: as lajes são calculadas independentemente uma das outras e de outros elementos estruturais, sendo necessárias compensações e ajustes como acontece nas regiões de momentos fletores negativos. A maioria das tabelas não apresentam as posições exatas dos momentos máximos.

Para a utilização de softwares sofisticados para o cálculo de estruturas, deve-se entender bem o funcionamento da ferramenta, pois parâmetros como a rigidez dos

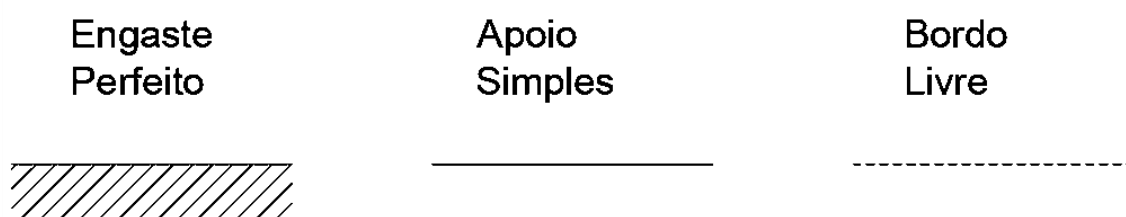
elementos e ainda as condições de contorno se forem mal avaliadas podem levar a respostas distorcidas (ARAÚJO, 2014).

O autor ainda demonstra o procedimento tradicional de cálculo para lajes armadas em uma direção ou em duas direções, seguindo as tabelas simplificadas. Onde os painéis são tratados separadamente, como lajes isoladas, seguindo as considerações:

- Bordos internos: quando há lajes em continuidade, considera-se como engastamento perfeito.
- Bordos externos: bordos externos ou internos com laje rebaixada, considera-se como apoio simples.

Para representação gráfica do tipo de apoio adota-se a convenção indicada na Figura 11.

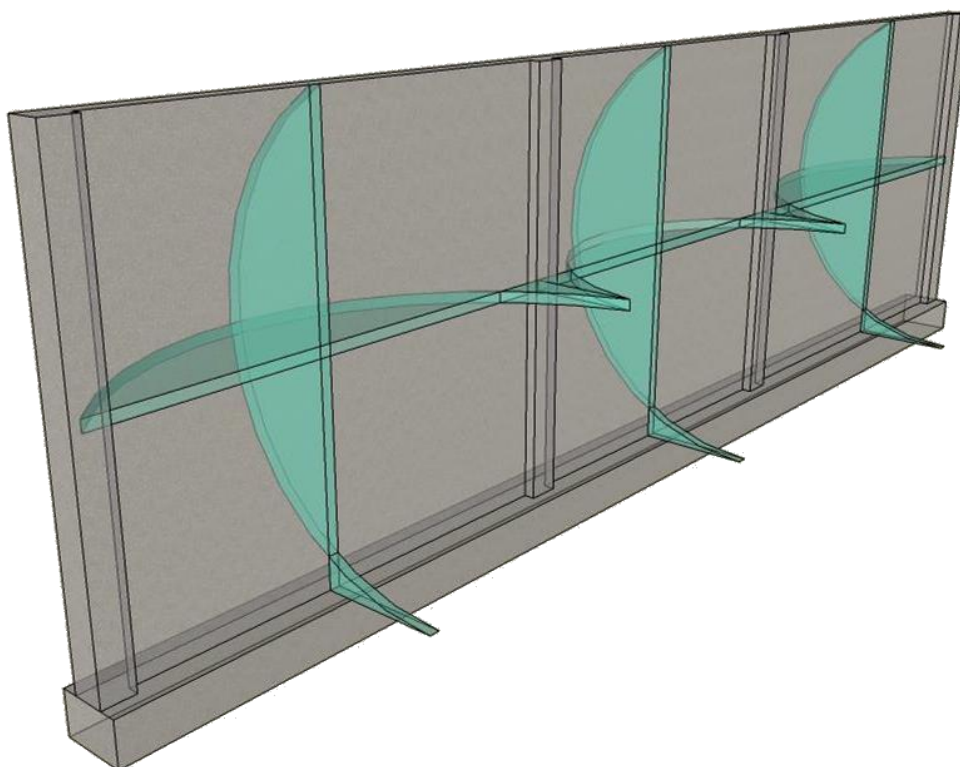
Figura 11 - Representação dos tipos de apoio em lajes



Fonte: Araújo, 2014, p. 11. Adaptado pelo autor.

Para as condições de apoio apresentadas na Figura 12 podem-se calcular as lajes separadamente, pois existem soluções prontas para as mesmas. Sabe-se que com o cálculo isolado das lajes são necessárias compensações no diagrama de momentos fletores, como mostra a figura 13. A condição para a compensação é dada pela Equação 1. Os momentos fletores positivos são corrigidos quando há necessidade.

Figura 12 - Reações de apoio na cortina submetida aos esforços do solo



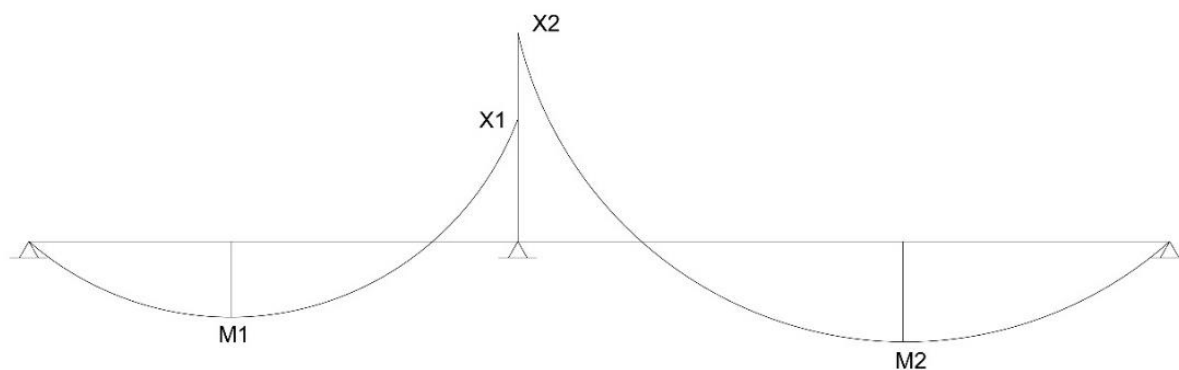
Fonte: Autor, 2017.

A compensação dos momentos negativos é dada pela condição:

$$X \geq \begin{cases} 0,8 X_2 \\ \frac{X_1 + X_2}{2} \end{cases} \quad (1)$$

Onde, X_1 e X_2 são os momentos máximos negativos. Adota-se o maior dos dois valores resultantes de X .

Figura 13 - Compensação de momentos negativos máximos

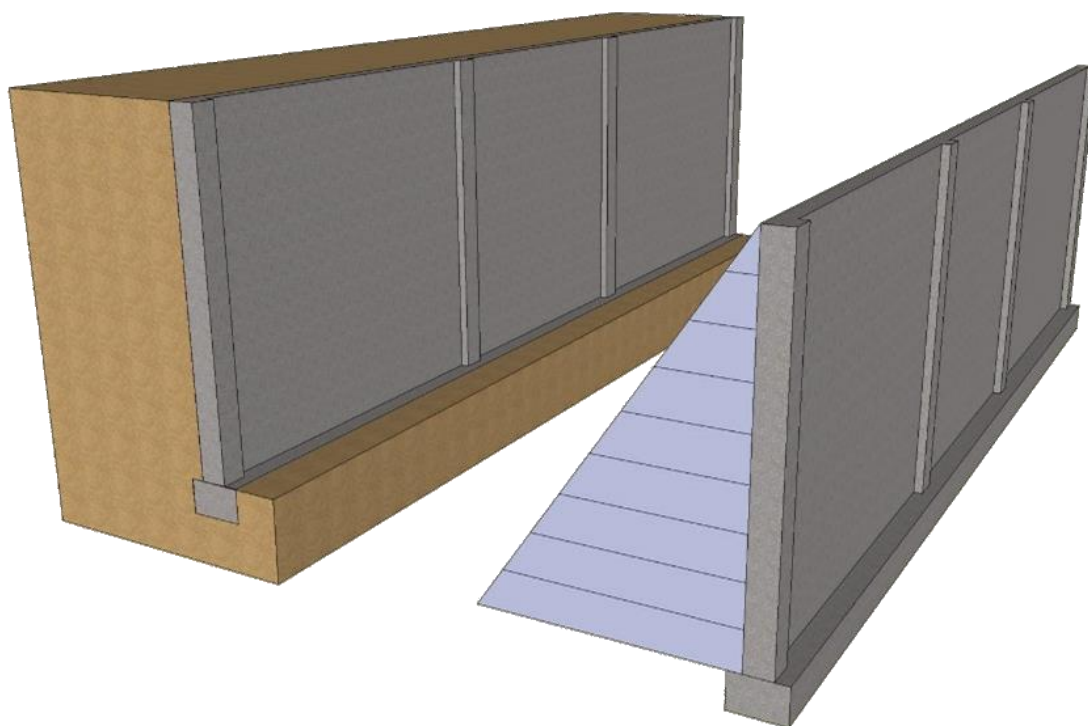


Fonte: Araújo, 2014, p. 12. Adaptado pelo autor.

2.3.1 Dimensionamento de cortinas em concreto armado

Para o dimensionamento de cortinas de contenção ligada à estrutura do prédio, definem-se padrões de cálculo baseando-se no cálculo de lajes, os esforços são oriundos do maciço de solo, portanto consideram-se as tensões passivas e ativas para composição de cargas (Figura 14).

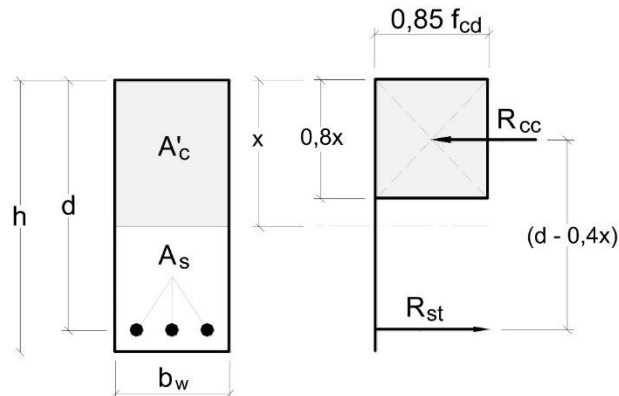
Figura 14 - Esforços do solo na cortina de contenção



Fonte: Autor, 2017.

O dimensionamento é feito conforme especifica a ABNT NBR 6118:2014, em lajes as regiões dos apoios devem possuir boas condições de ductilidade, na qual a norma cita que a capacidade de rotação dos elementos estruturais é em função da linha neutra no estado limite último. O parâmetro x/d deve ser menor ou igual a 0,45 para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$. A Figura 15 demonstra a distribuição das tensões e posições da linha neutra em seção retangular com armadura simples.

Figura 15 - Distribuição de tensões e posição da linha neutra em seção retangular



Fonte: Donin, 2015. Adaptado pelo autor.

As armaduras em placas são calculadas para resistir aos momentos fletores, ao esforço cortante e em alguns casos ao momento torçor.

Para o dimensionamento das armaduras de flexão normal simples são utilizadas equações de equilíbrio das forças normais e de momentos fletores. Para o equilíbrio das forças normais igualam-se a força resultante das tensões de compressão no concreto (R_{cc}) e a força resultante das tensões de tração na armadura (R_{st}).

Considerando que a área de concreto comprimido (A_s) corresponde a $0,8x$:

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b_w$$

$$R_{cc} = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w \quad (2)$$

Onde,

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

b_w = largura da seção;

x = posição da linha neutra.

E a força resultante das tensões de tração na armadura:

$$R_{st} = f_{yd} \cdot A_s \quad (3)$$

Onde,

f_{yd} = tensão de cálculo da armadura tracionada;

A_s = área de aço da armadura tracionada.

Para o equilíbrio de momentos fletores o momento fletor resistente e o momento fletor solicitante devem ser igualados ao momento fletor de cálculo (M_d).

As forças resistentes internas, proporcionadas pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada, formam um binário oposto ao momento fletor solicitante, sendo respectivamente escritos:

$$M_d = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w (d - 0,4x) \quad (4)$$

$$M_d = f_{yd} \cdot A_s (d - 0,4x) \quad (5)$$

Para o cálculo da armadura, isola-se a incógnita:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (d - 0,4x)} \quad (6)$$

A Equação 4 é utilizada para determinar a posição da linha neutra (x) o que permite o cálculo da armadura.

Para a determinação do esforço cortante resistente para casos onde não há protensão as equações são as seguintes:

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (7)$$

$$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (8)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} \quad (9)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ menor que } |0,02| \quad (10)$$

Onde,

V_{Rd1} = Força cortante resistente.

$K = |1|$, para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio.

$K = |1,6 - d|$, para os demais casos, > 1 , com d em metros.

τ_{rd} = Tensão resistente de cálculo de concreto à força cortante.

γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto (1,4).

A_{s1} = Área da armadura de tração.

A força cortante resistente (V_{Rd1}) deve ser maior ou igual a força cortante solicitante (V_{sd}).

Para o cálculo do esforço cortante solicitante utiliza-se a Equação 11.

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_k \quad (11)$$

Onde,

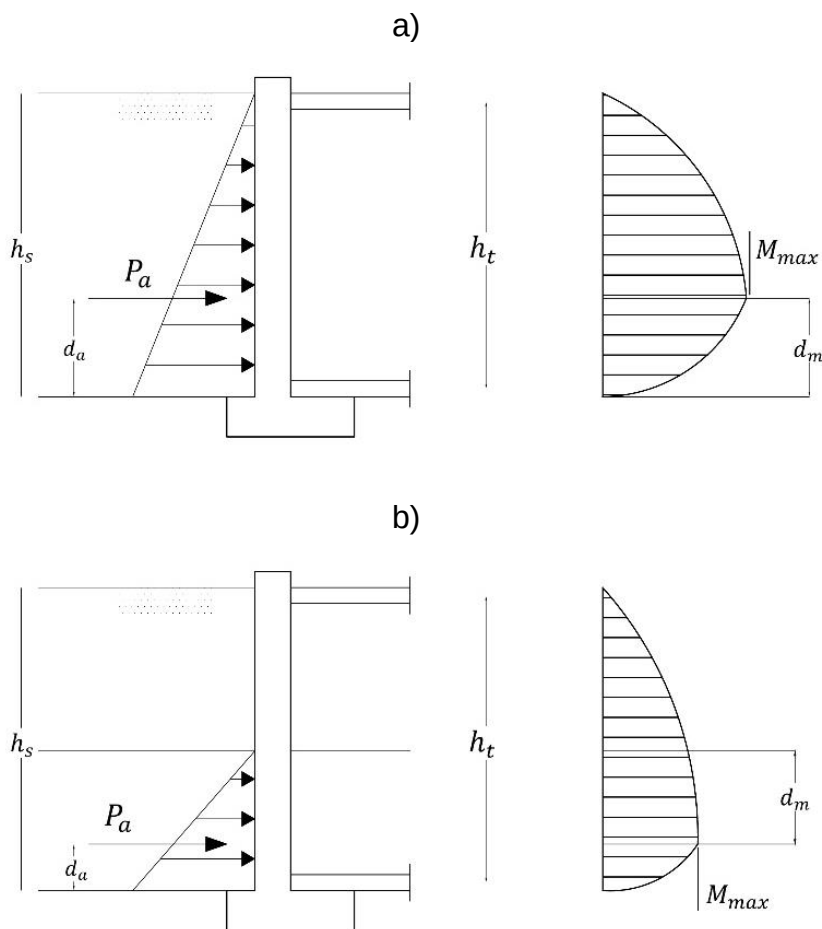
γ_f = Coeficiente de ponderação das ações (1,4).

V_k = Força cortante atuante na laje.

2.3.2 Cálculo das solicitações segundo Mikhelson

Mikhelson (2004) demonstra o método de cálculo para as pressões de solo ativas e os máximos momentos atuantes na estrutura de contenção, considerando as cortinas como apoiadas nas vigas superiores e de fundação (Eq. 12 a 19) a Figura 16 demonstra os esquemas de cálculo para duas situações.

Figura 16 - Pressões de solo passivas e ativas e os máximos momentos atuantes na estrutura de contenção



Fonte: Mikhelson, 2004, p. 183. Adaptado pelo autor.

$$a) P_a = 0,5 \cdot K \cdot \gamma \cdot h_s^2 \quad (12)$$

$$d_a = \frac{h_s}{3} \quad (13)$$

$$M_{max} = 0,128 \cdot P_a \cdot h_s \quad (14)$$

$$d_m = 0,42 \cdot h_s \quad (15)$$

$$b) P_a = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_s^2 \quad (16)$$

$$d_a = \frac{h_s}{3} \quad (17)$$

$$M_{max} = \frac{P_a \cdot h_s}{3h_t} \cdot \left(h + \frac{2h_s}{3} \cdot \sqrt{\frac{h_s}{3h_t}} \right) \quad (18)$$

$$d_m = h_s \cdot \sqrt{\frac{h_s}{3h_t}} \quad (19)$$

2.3.3 Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)

2.3.3.1 Fundamentos

Em engenharia há diversos métodos de cálculo, assim como diferentes graus de dificuldade quanto aos projetos, em alguns casos os métodos analíticos tradicionais podem gerar limitações quanto às soluções.

De acordo com La Rovere citado por Kuehn (2002) o método dos elementos finitos pode ser aplicado em qualquer situação, mas é geralmente utilizado quando os métodos analíticos não têm resultados aceitáveis. O M.E.F. trata de dividir os domínios de integração do problema em regiões pequenas de dimensões finitas, estes nomeados elementos finitos.

Segundo Meek (1971), Venâncio Filho (1975), Brebbia e Ferrante (1975) e Assan (1999) *apud* Donin (2015) os elementos têm em suas arestas os nós, onde são expressos os deslocamentos e as tensões por interpolação, esta que é a base da aproximação do método.

Refinando a malha, reduzindo as dimensões elementares, a solução do problema pode chegar ao valor exato. Os autores ainda definem que o M.E.F. pode ser dividido em quatro modelos:

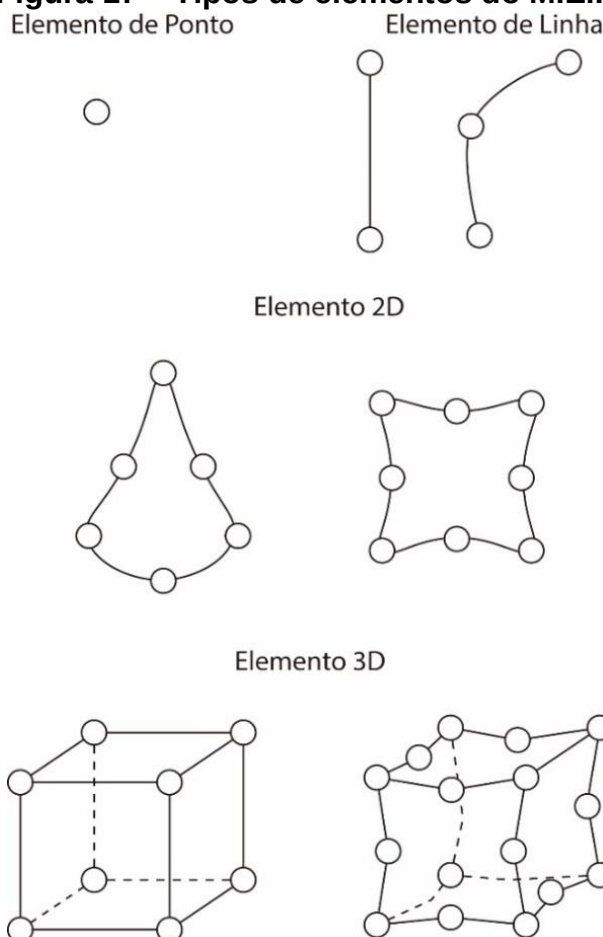
- modelo compatível: os deslocamentos são descritos por funções aproximadoras e o princípio da mínima energia potencial é empregado. Os deslocamentos nodais são as incógnitas;

- modelo do equilíbrio: o princípio é o de mínima energia complementar, onde as funções aproximadoras descrevem as tensões ou solicitações internas;
- modelos híbridos;
- modelos mistos.

2.3.3.2 Tipos de elementos finitos

Os tipos de elementos finitos são divididos em quatro formas, onde os pontos são os nós, as linhas conectam dois ou três pontos, um elemento de área pode ser um elemento sólido com duas dimensões e por fim um elemento de volume é geralmente um elemento com três dimensões, como ilustra a Figura 17.

Figura 17 – Tipos de elementos do M.E.F.



Fonte: Donin, 2015. Adaptado pelo autor.

2.3.3.3 Etapas de implementação numérico-computacional do M.E.F.

Segundo Cunha (2012) *apud* Donin (2015) as etapas de implementação numérico-computacional do MEF são:

1ª Etapa - Discretização do domínio: Criação da malha, ou seja, os elementos, os nós e a conectividade entre eles. A criação dos nós depende da escolha do seu número e ainda da definição de suas coordenadas em relação ao sistema de referência escolhido.

2ª Etapa - Após a criação da malha, deve-se escolher qual a solução que leve aos valores das incógnitas nos nós, realizado através de métodos aproximados como: método direto, energético ou dos resíduos ponderados.

3ª Etapa - Formulação de solução para a estrutura: a malha é constituída da associação de todos os elementos, para isso é necessário associar as equações que regem o equilíbrio do elemento, dando origem a um sistema matricial similar ao do elemento, com dimensão expandida, esta que é função do número total de graus de liberdade da estrutura.

4ª Etapa - Imposição das condições de contorno da estrutura: o sistema global de equações deve ser modificado para atender as condições de contorno da estrutura (condições de apoio). Para isso impõem-se valores pré-fixados para os deslocamentos nos nós, reduzindo assim, o número de incógnitas.

5ª Etapa - Resolução do sistema global de equações: Com a utilização de algum método eficiente que considere que a matriz de rigidez é simétrica e esparsa, tem-se a resolução do sistema (deslocamentos).

6ª Etapa - Cálculo de outras grandezas mecânicas: após a determinação dos deslocamentos, pode-se determinar outras variáveis mecânicas (deformações, tensões e esforços).

2.4 Algumas pesquisas

Magalhães (2015) faz o dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando o método dos elementos finitos, e afirma que na prática de construção brasileira o dimensionamento desses tipos de contenções é feito a partir de análises simples. Assim como Magalhães outros autores fazem diversos estudos sobre contenções atirantadas. Silva (2015) comenta sobre a importância do aproveitamento de espaços nas cidades, como por exemplo na execução de subsolos, e cita que a utilização de contenções com ancoragens vem sendo uma alternativa muito utilizada e especifica as práticas de projeto e execução para tirantes em estruturas de contenção de solo. Bernardi (2015) traz um exemplo de cortina atirantada em Florianópolis, como ele a solução foi a mais apropriada no caso de estruturas delgadas. Fraga e Jung (2013) comentam que as paredes de diafragma atirantadas são um dos tipos mais utilizados para soluções de contenção de solo, porém no caso apresentado não pode ser executada devido a não autorização dos vizinhos para a instalação dos elementos de ancoragem, adotando-se então outro tipo de contenção.

Os diversos estudos sobre cortinas com ancoragem mostram como o sistema vem sendo estudado e aprimorado há alguns anos, porém nem sempre é possível utilizar esse tipo de estrutura de contenção.

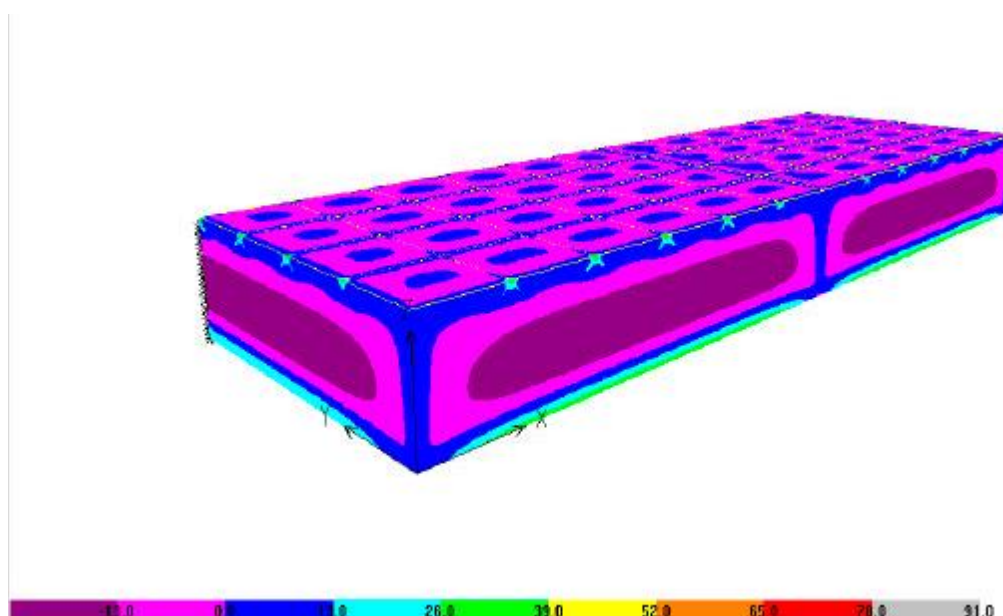
Ferrandin (2012) apresenta um estudo de caso visando a aplicação de uma cortina de estacas moldadas no local para execução de um subsolo, o método de dimensionamento foi baseado em soluções analíticas, verificou-se uma dificuldade quanto à análise para obtenção das equações de equilíbrio da estrutura. Magnus (2013) realizaram um estudo de caso para o dimensionamento de uma contenção para subsolo, no estudo foi utilizado o *software* Cype para obter os deslocamentos da estrutura e o dimensionamento foi feito através das equações empíricas. Após o estudo realizado verificou-se que a parede de diafragma é mais viável economicamente em relação as estacas justapostas.

Segundo Silva Filho (2005) o método dos elementos finitos pode ser utilizado para modelagem de diversos problemas de engenharia, onde as soluções analíticas de equações diferenciais são, muitas vezes, incapazes de dar resultados próximos do aceitável devido à geometria complexa, dispersão das propriedades dos materiais, etc. Por este motivo há um aumento da utilização de métodos numéricos sendo o

método dos elementos finitos uma das ferramentas mais utilizadas e que apresentam melhores resultados.

Kuehn (2002) faz uma comparação entre os métodos de análise estrutural para reservatórios. E compara os métodos clássicos de dimensionamento com o método dos elementos finitos. O estudo conclui que os esforços obtidos pelo método de cálculo convencional são maiores em relação aos esforços obtidos pelo Método dos Elementos Finitos. A análise pelo MEF ainda oferece vantagens como a determinação dos esforços em cada ponto da estrutura, facilitando no detalhamento da armadura, como ilustra a Figura 18.

Figura 18 - Esforços na direção vertical para o carregamento



Fonte: Kuehn, 2002, p. 180.

Contenções em subsolos de cortinas ligadas à estrutura do prédio não são um tema de estudo comum, apesar de ser uma estrutura muito executada nas obras em geral, por sua facilidade de execução, porém muitas vezes não possui um correto dimensionamento da estrutura, ferramentas como os softwares de elementos finitos são uma alternativa para facilitar a resolução de problemas, como os citados anteriormente.

3 METODOLOGIA

Na fase inicial do trabalho apresentou-se a fundamentação teórica por meio de pesquisas bibliográficas, onde foram revisados os tipos de contenções existentes, assim como o processo construtivo de cortinas de contenção moldadas *in loco*.

Foram realizadas ainda pesquisas relacionadas ao tema, com o objetivo aprimorar o trabalho utilizando de pesquisas recentes na área de contenções e com a utilização do Método dos Elementos Finitos.

Apresentou-se modelos de cálculos aplicáveis as cortinas de contenção como o método simplificado sugerido por Mikhelson (2004) e pelas equações de equilíbrio, com o objetivo de analisar as solicitações em placas.

Também foi realizada uma breve descrição sobre o Método dos Elementos Finitos com o propósito de demonstrar o método numérico, descrevendo as etapas para obtenção dos resultados.

A partir das pesquisas realizadas foi definido um modelo de geometria a ser dimensionado, onde serão realizados os cálculos das solicitações em cortinas de contenção de um subsolo ligadas à estrutura do prédio por meio de modelos clássicos simplificados e pelo Método dos Elementos Finitos, a fim de realizar uma comparação entre os resultados obtidos.

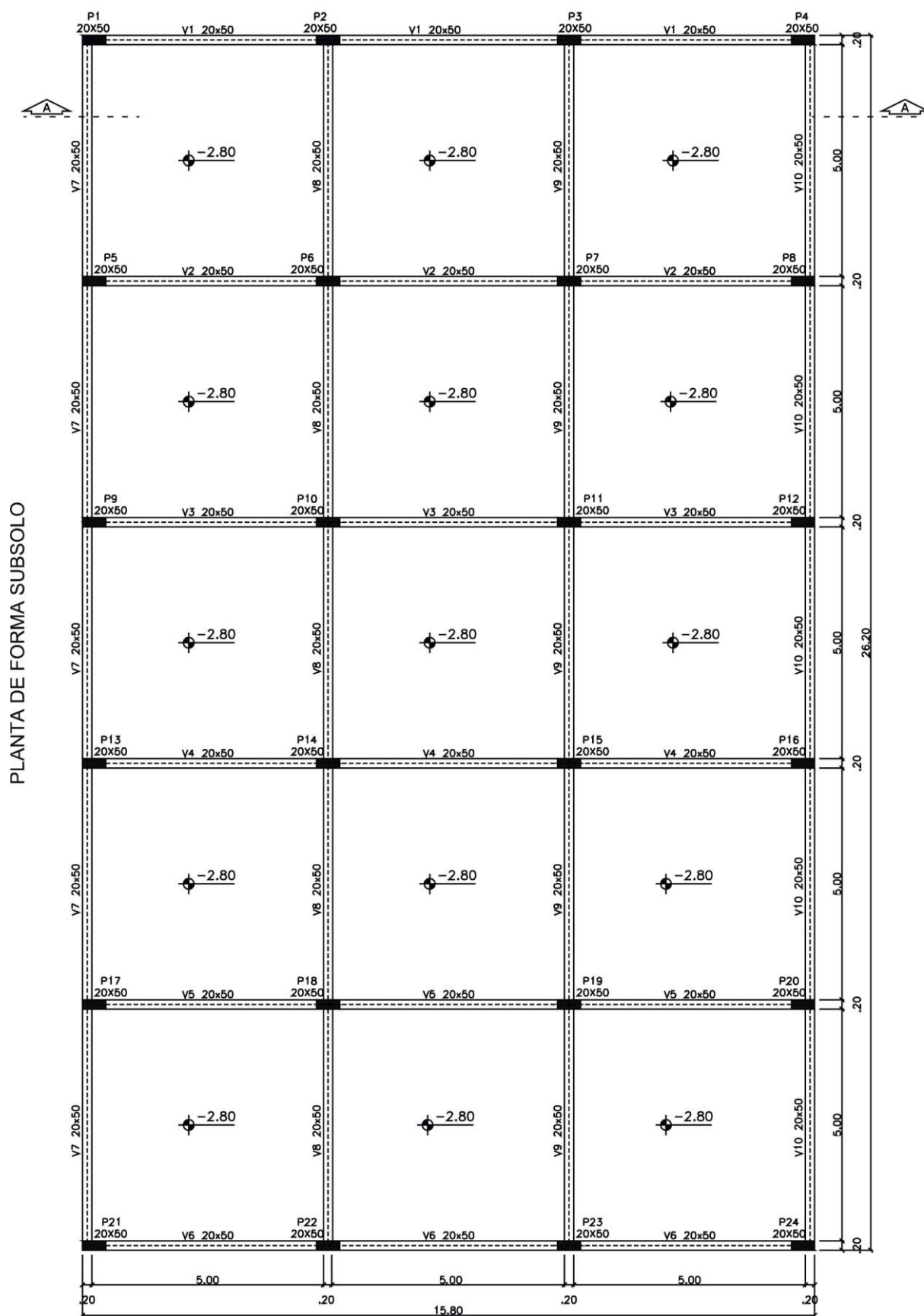
Após analisam-se e discutem-se os resultados obtidos, verificando as variações encontradas nos resultados por consequência determinar qual o método é mais compatível com a realidade.

3.1 Modelo de subsolo definido para estudo das cortinas de contenção

Adotou-se uma estrutura de subsolo com geometria padrão (Figura 19) para realizar as análises quanto as diferenças em relação ao cálculo simplificado e ao cálculo via elementos finitos.

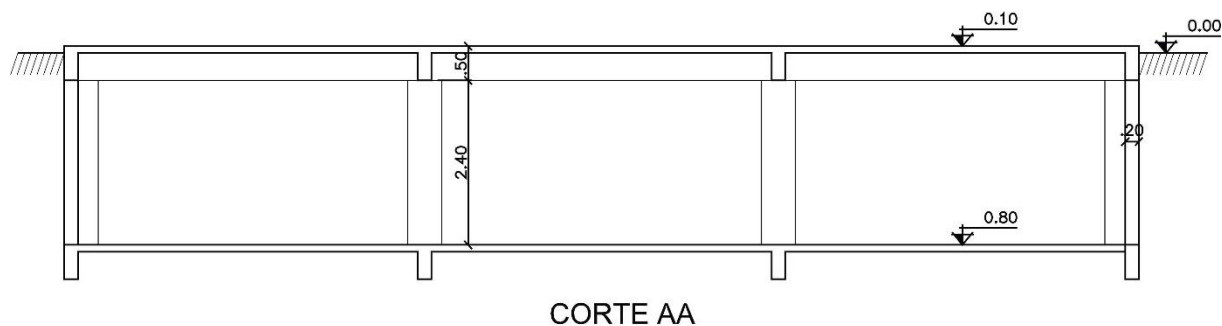
Considerando engastamento das cortinas junto as vigas baldrame e nas laterais junto aos pilares. A largura da seção da cortina de contenção ficou definida como 20cm (Figura 20).

Figura 19 - Geometria padrão



Fonte: Autor, 2017.

Figura 20 - Seção da geometria padrão

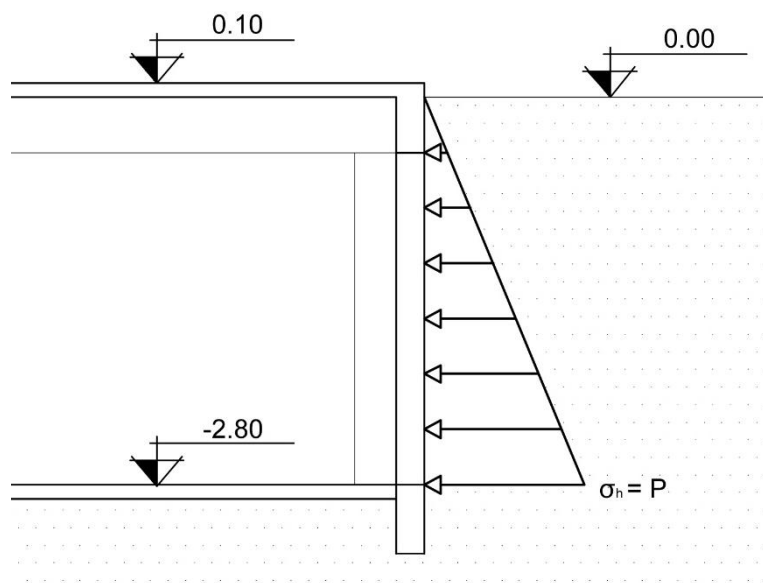


Fonte: Autor, 2017.

3.1.1 Composição de cargas

A Figura 21 ilustra os carregamentos laterais são devido ao peso do solo. Adotou-se um solo com $\gamma_{solo} = 18 \text{KN/m}^3$ (peso específico do solo) e $\phi = 30^\circ$ (coeficiente de atrito). Possuindo um sistema de drenagem não se considera nível de lençol freático.

Figura 21 - Tensões laterais provocadas pelo solo na estrutura



Fonte: Autor, 2017.

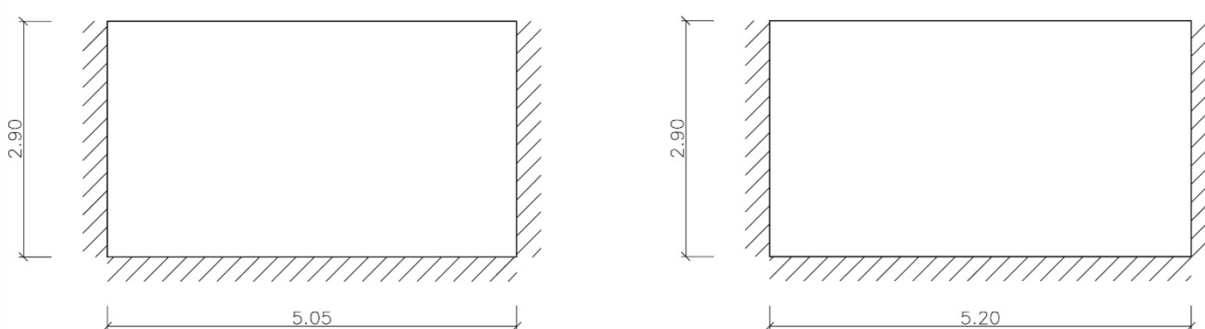
3.2 Cálculo Simplificado

Existem diversos modelos teóricos para a determinação das solicitações em placas, porém a solução desses modelos nem sempre é simples, com o objetivo de agilizar o processo de cálculo deu-se origem as tabelas e equações simplificadas, onde pode-se obter os valores de momentos fletores e deformações para diferentes tipos de carregamentos, apoios e geometrias.

O cálculo simplificado dos momentos fletores atuantes é feito, neste caso, através das tabelas de BARES e adaptadas por Pinheiro (1994). O esforço atuante na cortina é referente ao solo, ou seja, uma carga triangular. Foram considerados engastes nas laterais da cortina e na base, sendo a parte superior um apoio simples, a Figura 22 demonstra o esquema de apoios das cortinas.

No cálculo simplificado foi realizada a sequência de cálculo até o dimensionamento das áreas de aço necessárias.

Figura 22 - Sistema de apoios



Fonte: Autor, 2017.

Para o cálculo da pressão horizontal do solo foram utilizadas as equações:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (20)$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (21)$$

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_a \quad (22)$$

Onde,

K_a = Coeficiente de empuxo ativo.

ϕ = Coeficiente de atrito.

σ_v = Tensão vertical.

h = Altura do maciço de solo.

σ_h = Tensão horizontal efetiva.

Logo para o solo em questão, tem-se:

$$\gamma_{solo} = 18kN/m^3 \quad \phi = 30^\circ \quad h = 2,80m$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = 0,33$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h$$

$$\sigma_v = 18kN/m^3 \cdot 2,80m$$

$$\sigma_v = 50,40kN/m^2$$

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_a$$

$$\sigma_h = 50,40kN/m^2 \cdot 0,33$$

$$\sigma_h = 16,63kN/m^2$$

Através da tabela A-14: Momentos fletores em placas com carga triangular presente no ANEXO A, utilizando o tipo de placa 16, pode-se determinar os valores das solicitações na cortina com o auxílio da Equação 23.

$$M = \mu \cdot \frac{P \cdot l_a^2}{100} \quad (23)$$

Para as cortinas de dimensões 5,20m x 2,90m, tem-se:

$$l_a = 2,90 \quad l_b = 5,20 \quad \gamma = 0,55 \quad \sigma_h = P = 16,63kN/m^2$$

$$M = \mu \cdot \frac{P \cdot l_a^2}{100}$$

$$\mu_x = 2,43 \quad \mu'_x = 5,90 \quad \mu_y = 0,93 \quad \mu'_y = 3,59$$

$$M_x = 2,43 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 3,40 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = 5,90 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 8,25 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = 0,93 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 1,30 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = 3,59 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 5,02 \text{ kN.m/m}$$

Para as cortinas de dimensões 5,05m x 2,90m, tem-se:

$$l_a = 2,90 \quad l_b = 5,05 \quad \lambda = 0,57 \quad \sigma_h = P = 16,63 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \mu \cdot \frac{P \cdot l_a^2}{100}$$

$$\mu_x = 2,37 \quad \mu'_x = 5,80 \quad \mu_y = 0,91 \quad \mu'_y = 3,57$$

$$M_x = 2,37 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 3,31 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = 5,80 \cdot \frac{16,6 \cdot 2,90^2}{100} = 8,11 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = 0,91 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 1,27 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = 3,57 \cdot \frac{16,63 \cdot 2,90^2}{100} = 4,99 \text{ kN.m/m}$$

Para o cálculo das armaduras fez-se o uso das Equações 24 e 25 com coeficientes tabelados K (ANEXO B), possuindo os momentos fletores máximos atuantes na cortina, o dimensionamento das armaduras à flexão normal simples pode ser realizado de forma semelhante às vigas, supondo faixas com largura de um metro.

Adotando cobrimento de 4cm e concreto com $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, para classe de agressividade IV:

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \quad (24)$$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d} \quad (25)$$

Onde,

$b_w = 100\text{cm}$ (Faixas de um metro).

d = Espessura da cortina sem cobrimento.

Dimensionamento da área de aço para as cortinas de dimensão 2,90m x 5,20m:

$$M_d = M_k \cdot \gamma_c$$

$$M_{x,d} = 3,40\text{kN.m/m} \cdot 1,40 = 4,76\text{kN.m/m} = 476\text{kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{476}$$

$$K_c = 53,78$$

Tabela A-25 (ANEXO B) -> $K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{476}{16}$$

$$A_s = 0,68\text{cm}^2/\text{m}$$

$$M'_{x,d} = 8,25\text{kN.m/m} \cdot 1,40 = 11,55\text{kN.m/m} = 1155\text{kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{1155}$$

$$K_c = 22,16$$

Tabela A-25 (ANEXO B) -> $K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{1155}{16}$$

$$A_s = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{y,d} = 1,30 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 1,82 \text{ kN.m/m} = 182 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{182}$$

$$K_c = 140,66$$

Tabela A-25 (ANEXO B) -> $K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{182}{16}$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M'_{x,d} = 5,02 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 7,02 \text{ kN.m/m} = 702 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{702}$$

$$K_c = 36,47$$

Tabela A-25 (ANEXO B) -> $K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{702}{16}$$

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da área de aço para as cortinas de dimensão 2,90m x 5,05m:

$$M_d = M_k \cdot \gamma_c$$

$$M_{x,d} = 3,31 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 4,63 \text{ kN.m/m} = 463 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{463}$$

$$K_c = 55,29$$

Tabela A-25 (ANEXO B) $\rightarrow K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{463}{16}$$

$$A_s = 0,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M'_{x,d} = 8,11 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 11,35 \text{ kN.m/m} = 1135 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{1135}$$

$$K_c = 22,55$$

Tabela A-25 (ANEXO B) $\rightarrow K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{1135}{16}$$

$$A_s = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{y,d} = 1,27 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 1,78 \text{ kN.m/m} = 178 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100 \cdot 16^2}{178}$$

$$K_c = 143,82$$

Tabela A-25 (ANEXO B) $\rightarrow K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{178}{16}$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M'_{x,d} = 4,99 \text{ kN.m/m} \cdot 1,40 = 6,98 \text{ kN.m/m} = 698 \text{ kN.cm/m}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{100.16^2}{698}$$

$$K_c = 36,67$$

Tabela A-25 (ANEXO B) $\rightarrow K_s = 0,023$

$$A_s = K_s \cdot \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,023 \cdot \frac{698}{16}$$

$$A_s = 1,00 \text{ m}^2/\text{m}$$

Para garantir a ductilidade à flexão e para controlar a fissuração são exigidos por norma (NBR 6118:2014) valores mínimos de armadura passiva, demonstrados nas Equações 26 e 27 para as armaduras negativas e 67% deste valor para as armaduras positivas. A equação é válida para uso de Aço CA-50, $d/h=0,8$, $\gamma_c = 1,4$, $\gamma_s = 1,15$ e $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$. As armaduras devem ser constituídas de barras de alta aderência ou ainda por telas soldadas.

$$A_{s,min} = \frac{0,164}{100} A_{concreto} \quad (26)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,164}{100} (20 \cdot 100)$$

$$A_{s,min} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Armaduras negativas})$$

$$A_{s,min} = \frac{0,164}{100} A_{concreto} \cdot 0,67 \quad (27)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,164}{100} (20 \cdot 100) \cdot 0,67$$

$$A_{s,min} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Armaduras positivas})$$

A armadura a ser adotada será a mínima, pois as solicitações não são suficientes para gerar a necessidade de maiores áreas de aço nas estruturas e garantindo assim a ductilidade da mesma.

3.3 Cálculo via Método dos Elementos Finitos

Para o desenvolvimento do estudo comparativo referente aos modelos propostos anteriormente foi utilizado para o cálculo via elementos finitos o *software* ANSYS R16.1. Os carregamentos utilizados no programa foram os mesmos adotados para o cálculo via tabelas simplificadas.

3.3.1 Propriedades dos materiais

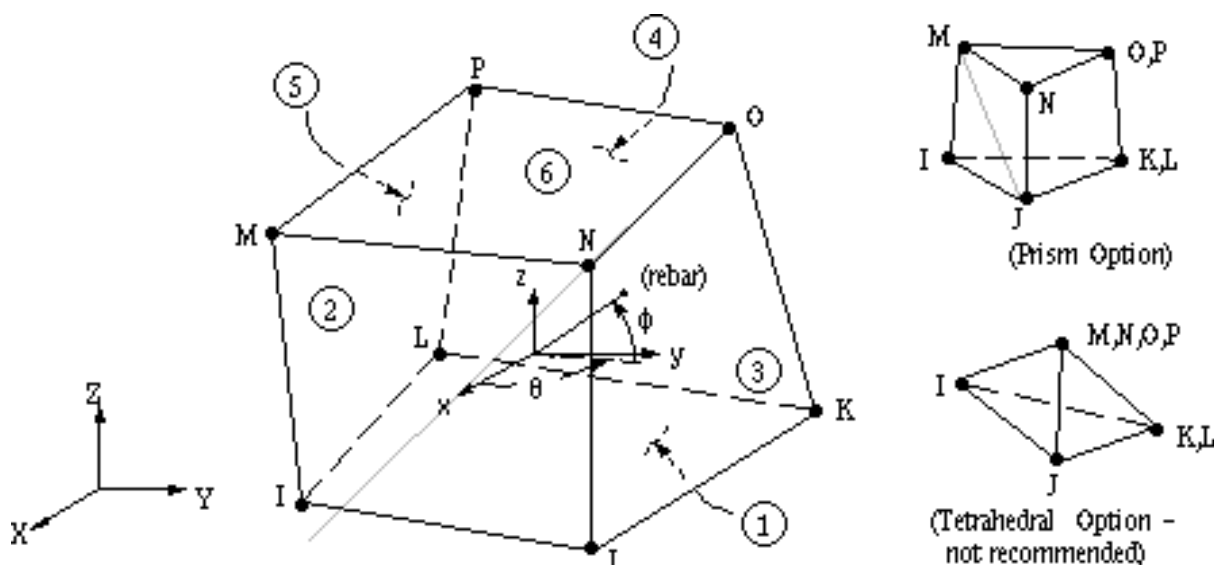
As propriedades mecânicas dos materiais independem da geometria da estrutura, pois são oriundas da constituição da mesma.

Como o f_{ck} adotado para a estrutura foi de 35MPa, o módulo de elasticidade adotado foi de 39756MPa e, para o coeficiente de Poisson o valor utilizado foi de 0,2.

3.3.2 Tipo de elemento finito adotado

O tipo de elemento adotado para resolução do problema é o SOLID65 (Figura 23), sendo um elemento sólido, de modelagem tridimensional de estruturas sólidas. O elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações ao longo dos eixos X,Y e Z local do elemento, e rotações ao longo dos eixos X, Y e Z).

Figura 23 - Elemento SOLID65



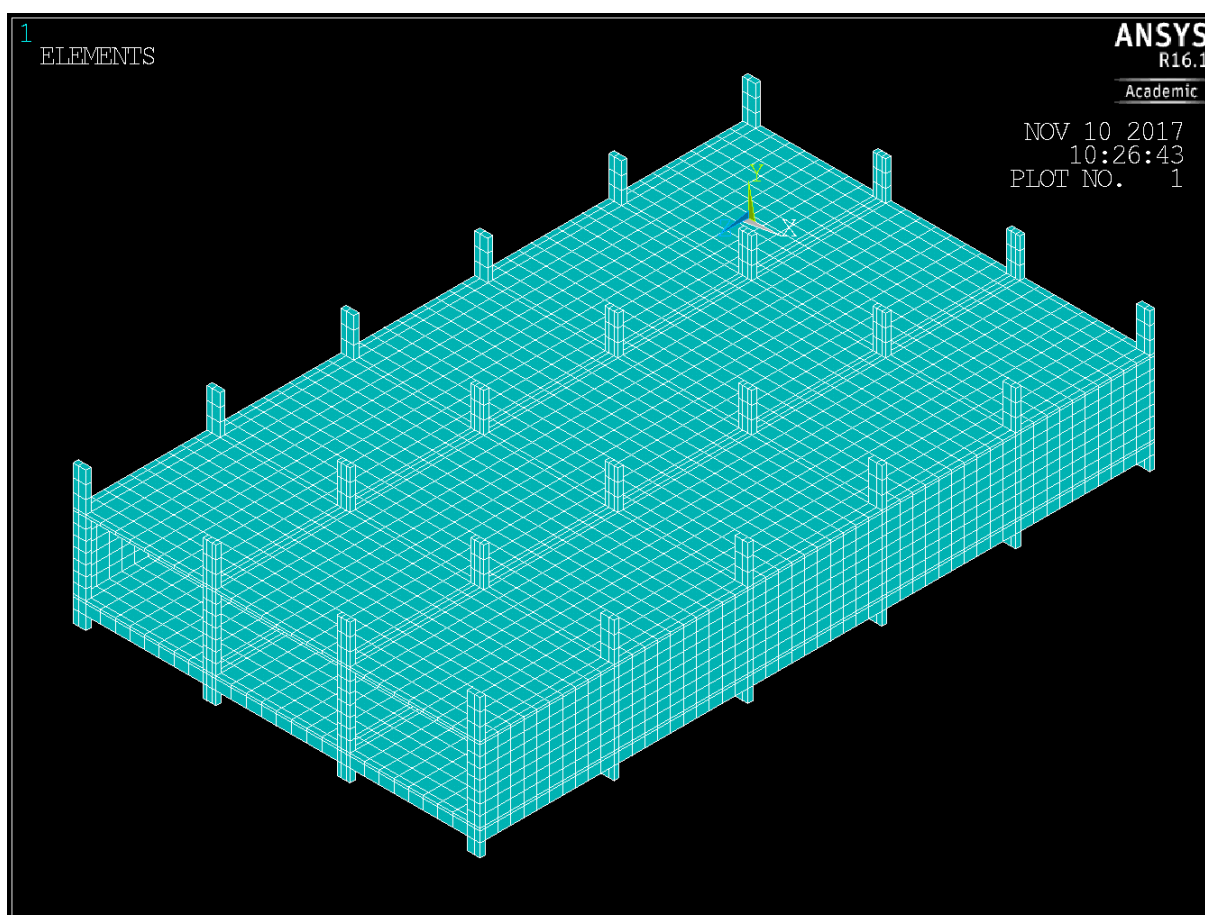
Fonte: Ansys, 2017.

3.3.3 Malha de elementos finitos

A avaliação de convergência do Método dos Elementos Finitos consiste em testes para verificar quão pequena pode ser a malha de elementos finitos até o ponto em que os resultados não sofram grandes alterações, já que malhas mais refinadas requerem um tempo maior de processamento e ainda uma quantidade maior de memória.

Após os testes foi definido como tamanho ideal a malha de 60cm, para a estrutura em questão. A Figura 24 mostra a malha aplicada sobre a estrutura.

Figura 24 - Malha aplicada na estrutura



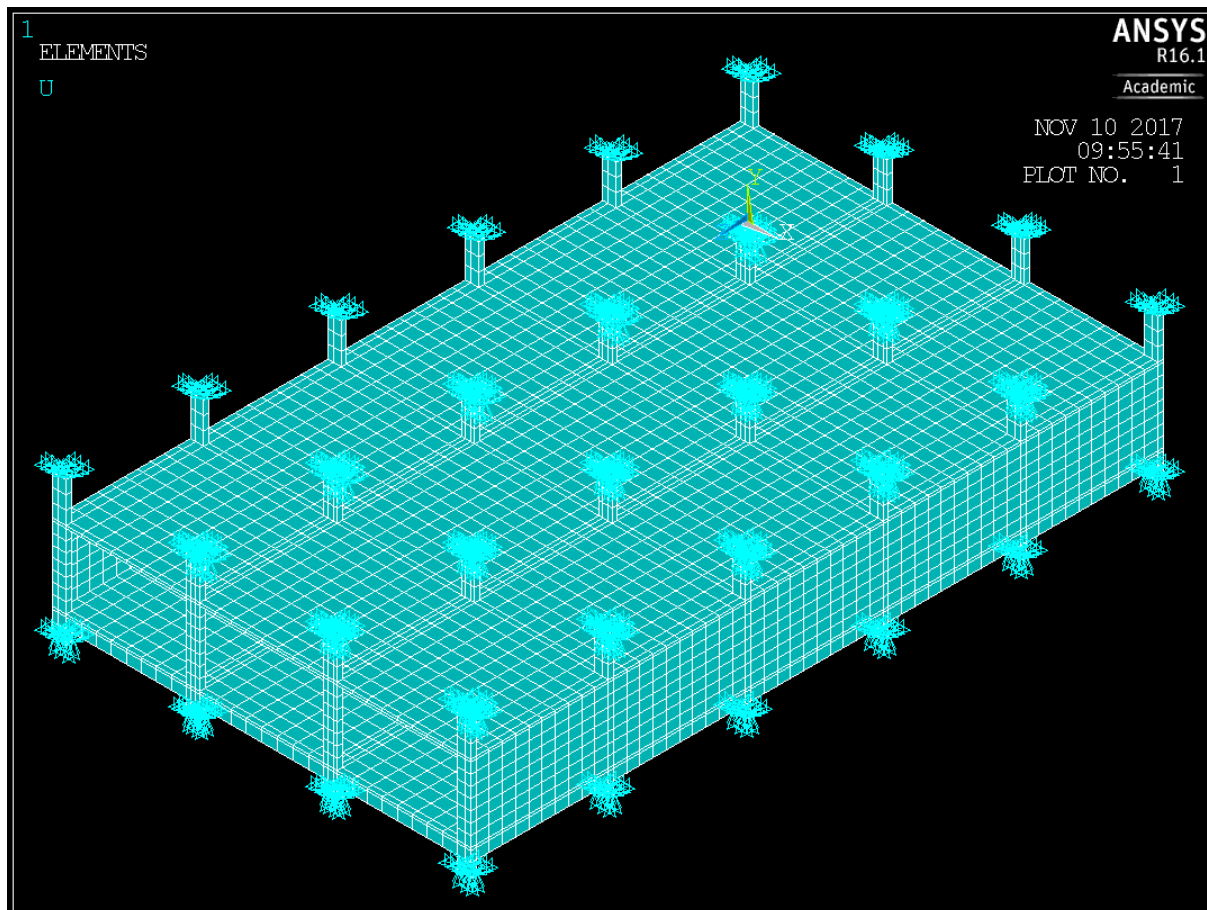
Fonte: Arquivo do autor, 2017.

3.3.4 Condições de contorno do modelo

Os nós da base dos pilares foram engastados, restringindo assim os deslocamentos. Já no topo dos pilares os nós foram apoiados em dois sentidos,

permitindo o giro em torno do eixo Y, no caso do plano cartesiano adotado (Figura 25).

Figura 25 - Vinculações aplicadas

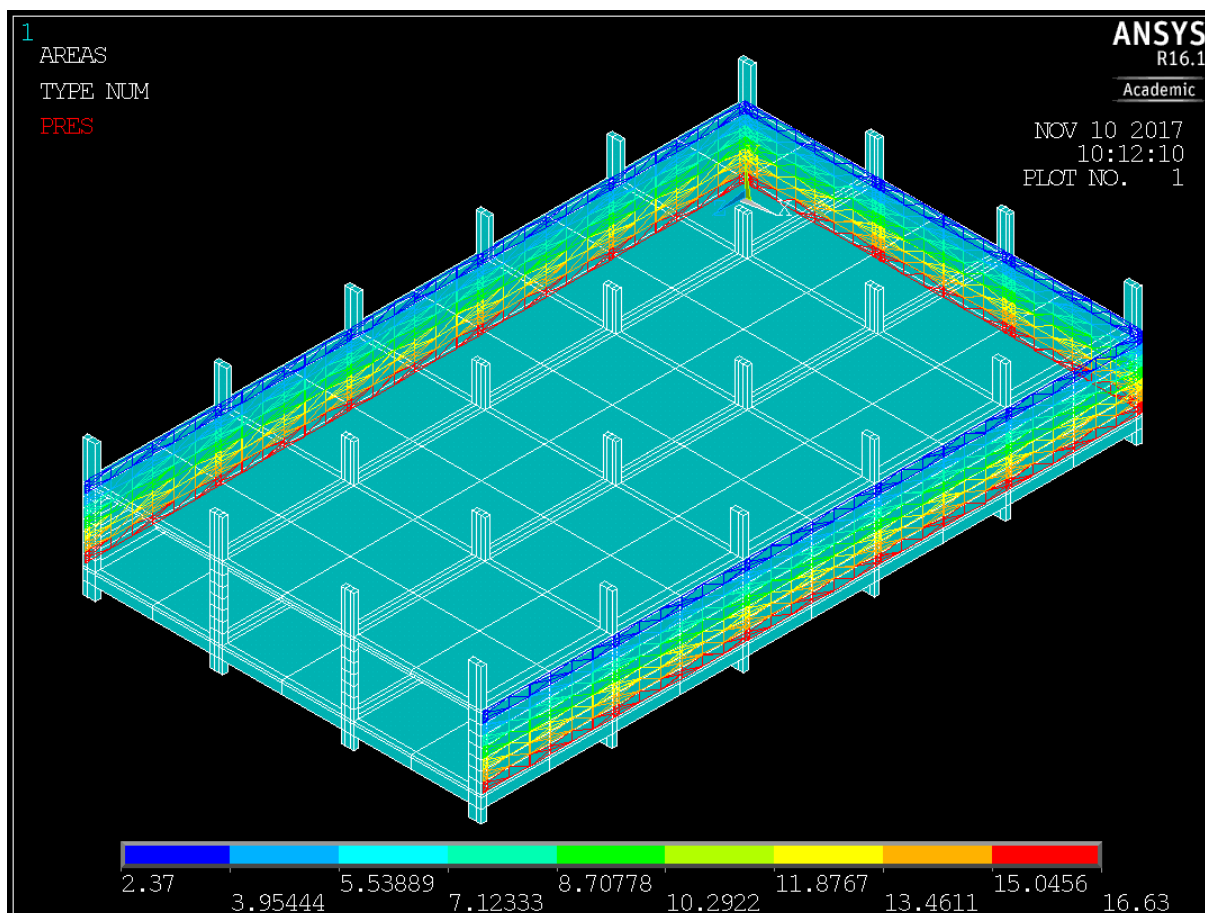


Fonte: Arquivo do autor, 2017.

3.3.5 Carregamentos aplicados no modelo

Os carregamentos laterais presentes nas cortinas de contenção foram distribuídos de forma escalonada como mostra a Figura 26, visto que as pressões do solo se dão de forma triangular.

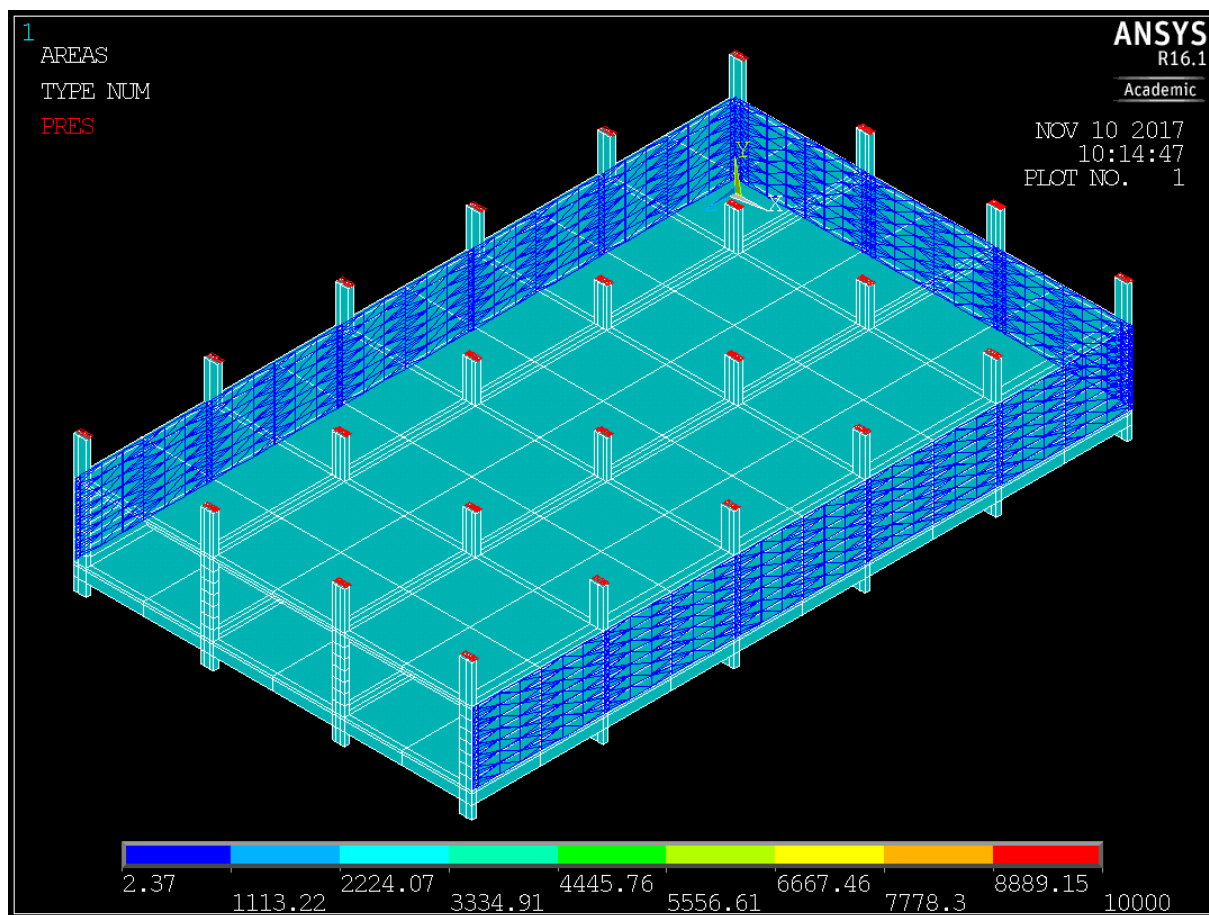
Figura 26 - Pressões aplicadas nas cortinas de contenção



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Ainda foram aplicadas cargas nos pilares (Figura 27), simulando o carregamento da estrutura de um prédio e fornecendo mais rigidez aos elementos estruturais, pois o tipo de cortina estudado é executado, em geral, em subsolos.

Figura 27 - Cargas aplicadas no modelo

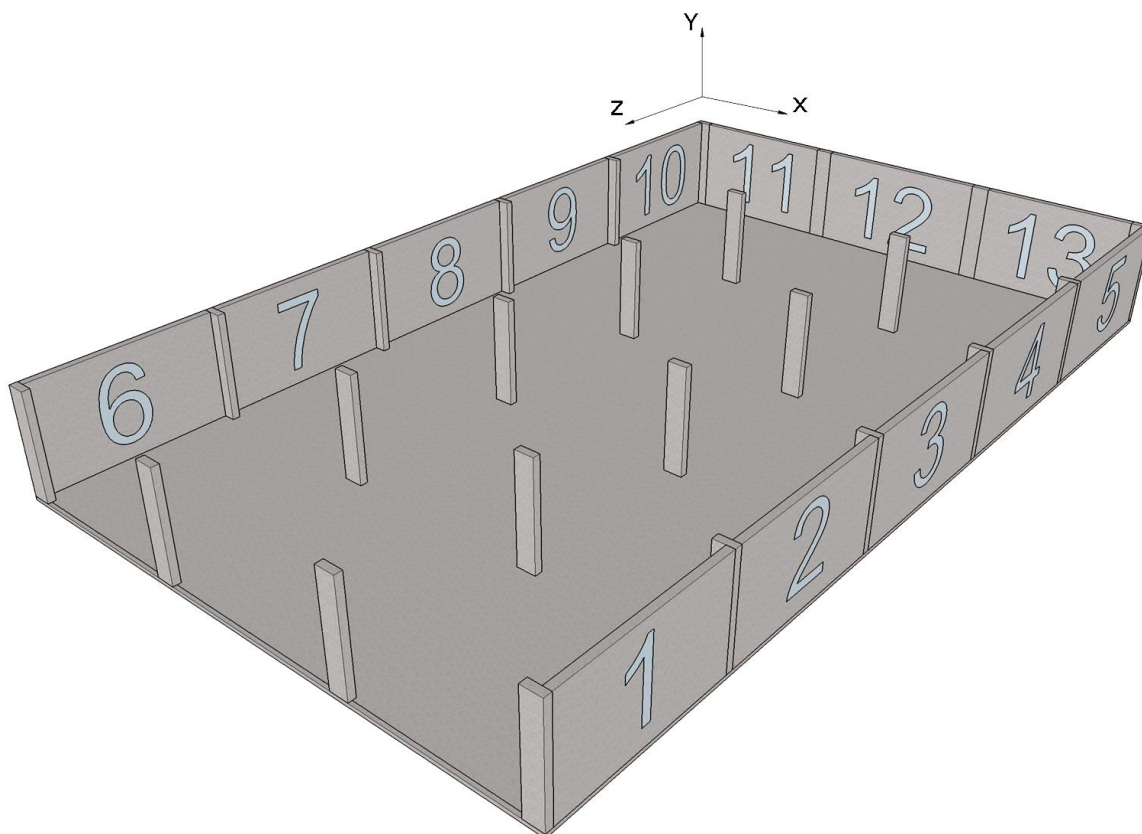


Fonte: Arquivo do autor, 2017.

4 RESULTADOS

Neste item serão apresentados os resultados dos esforços obtidos pelo método simplificado e pelo Método dos Elementos Finitos. Para a apresentação e análise dos resultados definiu-se uma numeração e eixos para as cortinas conforme a Figura 28.

Figura 28 - Ordem numérica das cortinas

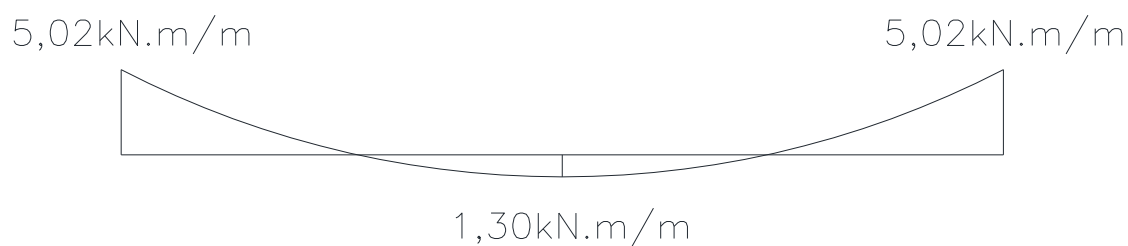


Fonte: Autor, 2017.

4.1 Resultados do modelo clássico

Os resultados de momentos fletores M_y nas cortinas de contenção segundo um eixo horizontal, localizado no centro das mesmas para os modelos clássicos das cortinas 1 a 10 e 12, estão representados no diagrama a seguir (Figura 29).

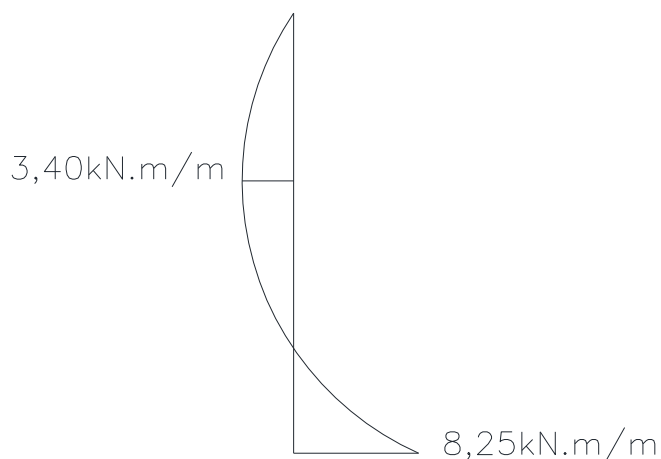
Figura 29 - Momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal localizado no centro das cortinas



Fonte: Autor, 2017.

Os momentos fletores M_z nas cortinas de contenção segundo um eixo vertical, localizado no centro das mesmas para os modelos clássicos das cortinas 1 a 10 e 12, tem-se o momento máximo no engaste com um valor de $8,25 \text{ kN.m/m}$, como demonstrado na Figura 30.

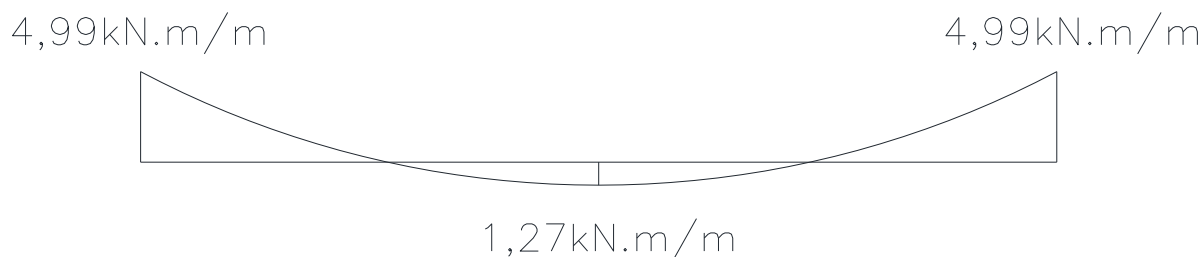
Figura 30 - Momentos fletores M_z segundo um eixo vertical localizado no centro das cortinas



Fonte: Autor, 2017.

Conforme ilustra a Figura 31 para as cortinas 11 e 13 o valor dos momentos fletores M_y são de $4,99 \text{ kN.m/m}$ para os engastes e de $1,27 \text{ kN.m/m}$ para os momentos no centro das placas.

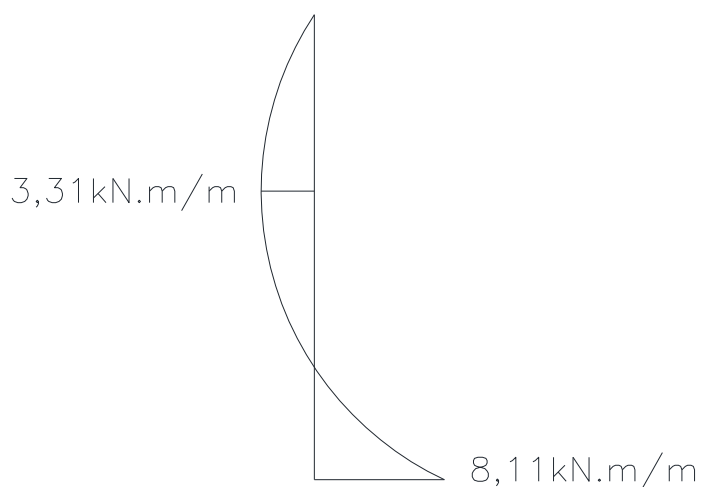
Figura 31 - Momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal localizado no centro das cortinas 11 e 13



Fonte: Autor, 2017.

Considerando o eixo vertical das placas o momento no engaste é de $8,11 \text{ kN.m/m}$ e para o momento no centro da placa é de $3,31 \text{ kN.m/m}$, conforme apresentado na Figura 32.

Figura 32 - Momentos fletores M_x segundo um eixo vertical localizado no centro das cortinas 11 e 13

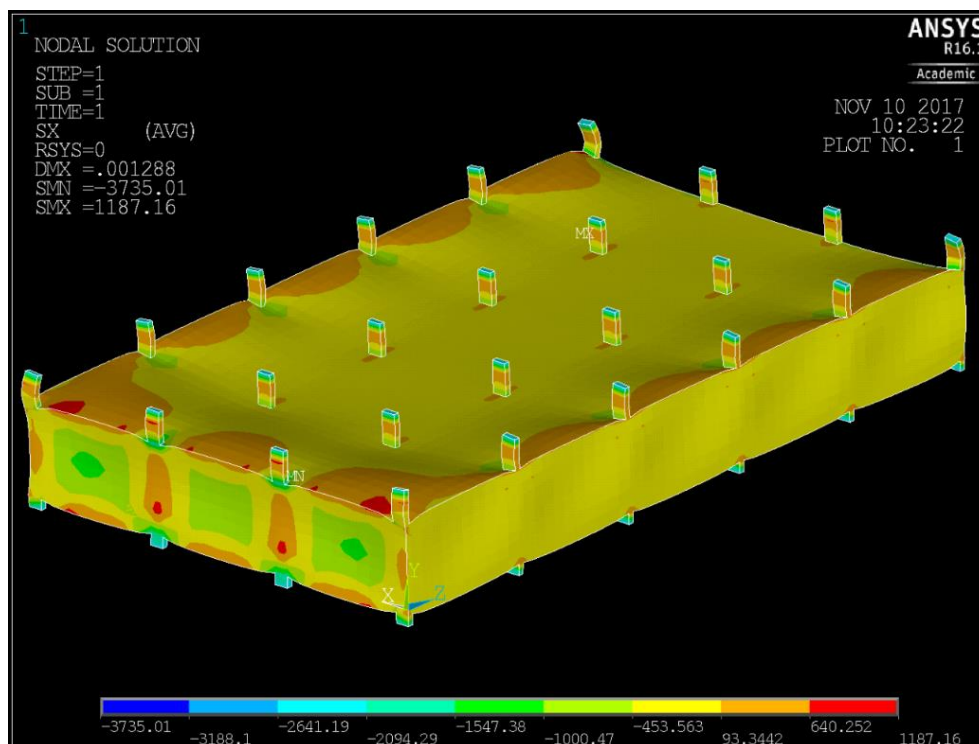


Fonte: Autor, 2017.

4.2 Resultados via Método dos Elementos Finitos

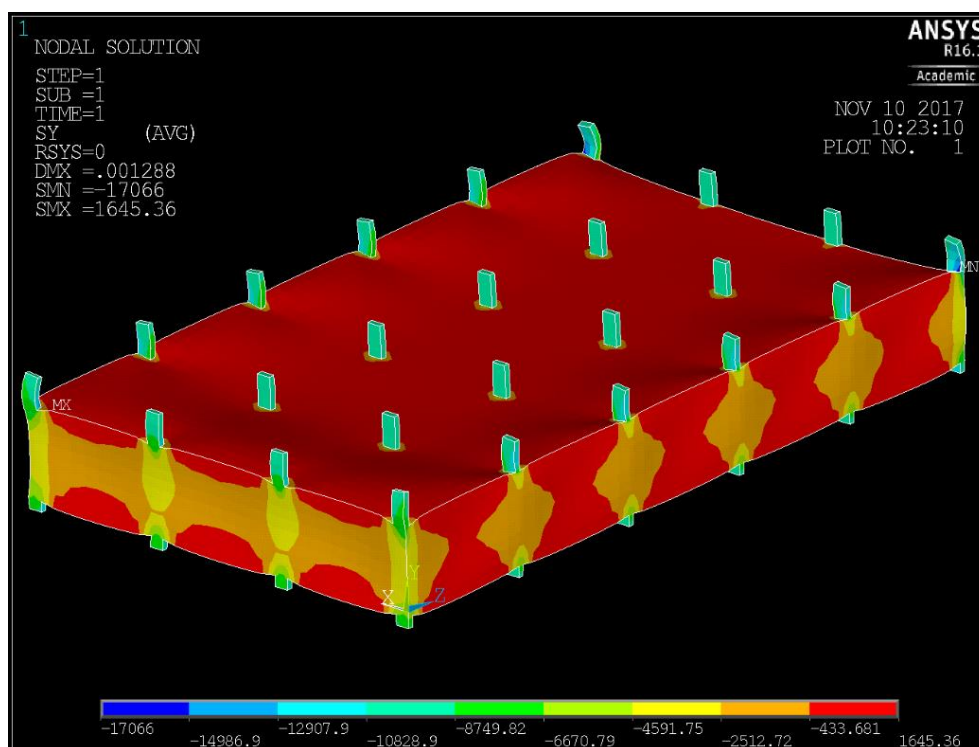
As figuras 33 a 35, apresentam as tensões normais de direção X, Y e Z para a estrutura.

Figura 33 - Tensões normais de direção X



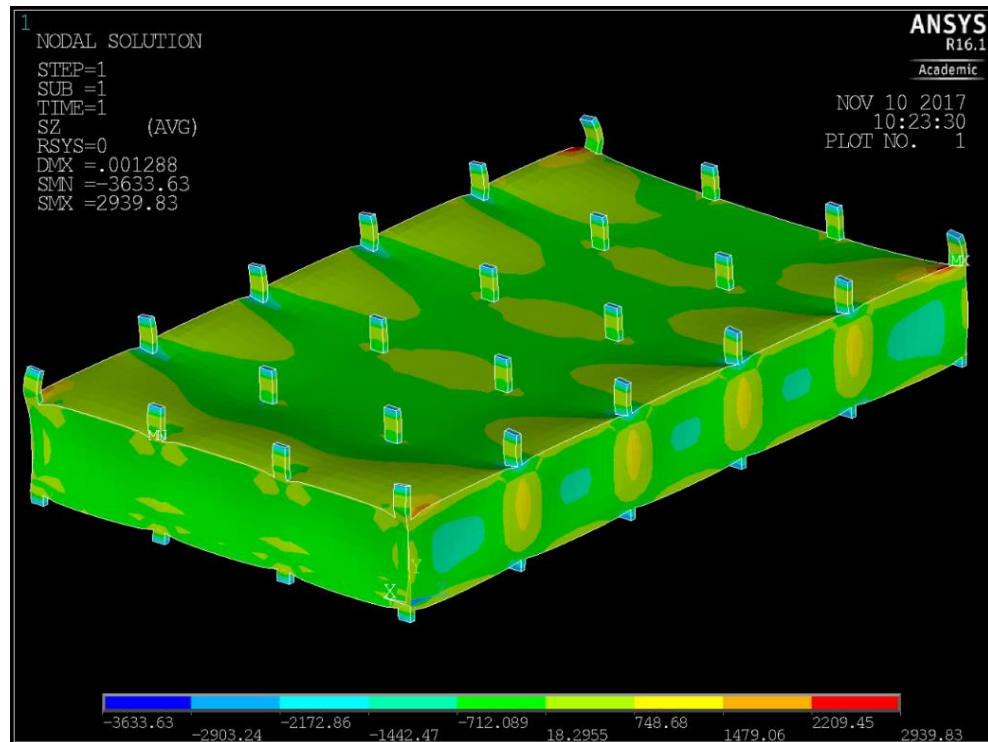
Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Figura 34 - Tensões normais de direção Y



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Figura 35 - Tensões normais de direção Z



Fonte: Arquivo do autor, 2017.

Para calcular os momentos fletores nos pontos desejados são retirados os valores das tensões e calculados os momentos, conforme a Equação 28.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot \frac{e}{2} \quad (28)$$

Onde,

σ = tensão de tração ou compressão.

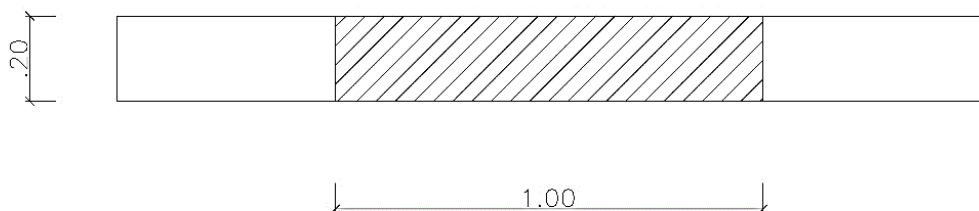
M = Momento resultante.

I = Inércia da seção.

e = Espessura da placa.

Calculo da inércia para a seção da cortina conforme a Equação 29:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (29)$$

Figura 36 - Seção para o cálculo da inércia

Fonte: Autor, 2017.

$$b = 100\text{cm e } h = 20\text{cm}$$

$$I = \frac{1,00 \cdot 0,20^3}{12}$$

$$I = 0,0006667\text{m}^4$$

Onde,

b = Base da seção.

h = Altura da seção.

A Tabela 4 apresenta as tensões normais para as placas 1 e 6, com base nas tensões foram calculados os momentos fletores em cada ponto.

Tabela 4 – Tensões normais e momentos fletores Mz nas cortinas 1 e 6

COTA	σ_{MF} (kN/m ²)	Força Normal (kN)	Momento Fletor (Mz) (kN.m)
0,00	103,13	100,24	-0,69
0,40	189,78	157,35	1,27
0,80	487,74	212,83	3,25
1,20	555,14	233,48	3,70
1,60	469,27	207,34	3,13
2,00	295,14	151,10	1,97
2,40	73,55	59,82	0,49
2,80	47,14	0,41	-0,31

Fonte: Autor, 2017.

As tensões normais e momentos fletores M_y atuantes nas placas 1 e 6 estão representados na Tabela 5.

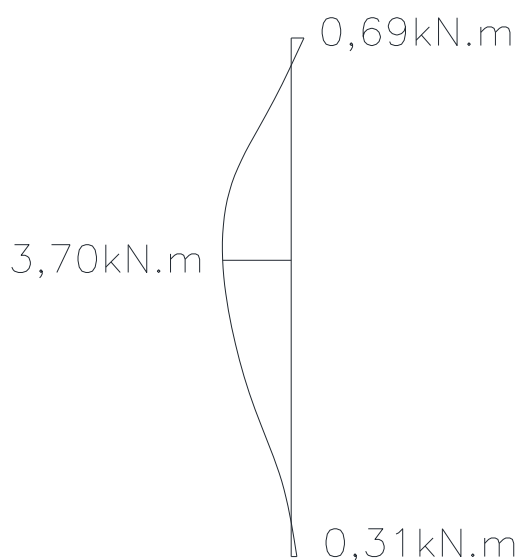
Tabela 5 - Tensões normais e momentos fletores M_y nas cortinas 1 e 6

COTA	σ_{MF} (kN/m²)	Força Normal (kN)	Momento Fletor (M_y) (kN.m)
0,45	243,57	166,02	-1,62
0,91	77,87	546,12	-0,52
1,36	252,44	856,87	1,68
1,82	400,81	930,50	2,67
2,27	445,52	833,98	2,97
2,73	452,55	702,26	3,02
3,18	431,91	590,29	2,88
3,64	349,97	456,10	2,33
4,09	108,70	233,62	0,72
4,55	433,09	68,96	-2,89
5,00	852,84	368,46	-5,69

Fonte: Autor, 2017.

Para o eixo vertical que passa pelo centro das placas os momento fletores de engaste foram de 0,31kN.m na parte superior (cota 2,80) e de 0,69kN.m na parte inferior (cota 0), o maior momento na região central da placa foi de 3,70kN.m

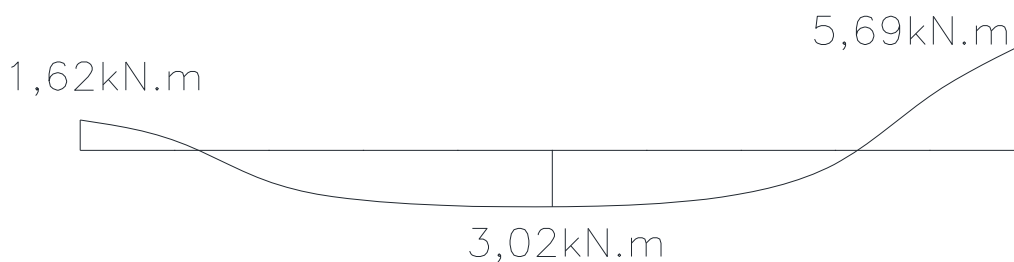
Figura 37 - Momentos fletores M_z das cortinas 1 e 6



Fonte: Autor, 2017.

Como ilustra a Figura 38 o momento fletor que passa no eixo horizontal atuante no centro da cortina de contenção é de $3,02\text{kN.m}$, e o maior momento de engaste é de $5,69\text{kN.m}$.

Figura 38 - Momentos fletores M_y para as cortinas 1 e 6



Fonte: Autor, 2017.

No APÊNDICE A constam os resultados dos momentos fletores que atuam horizontalmente nas cortinas laterais e de fundo.

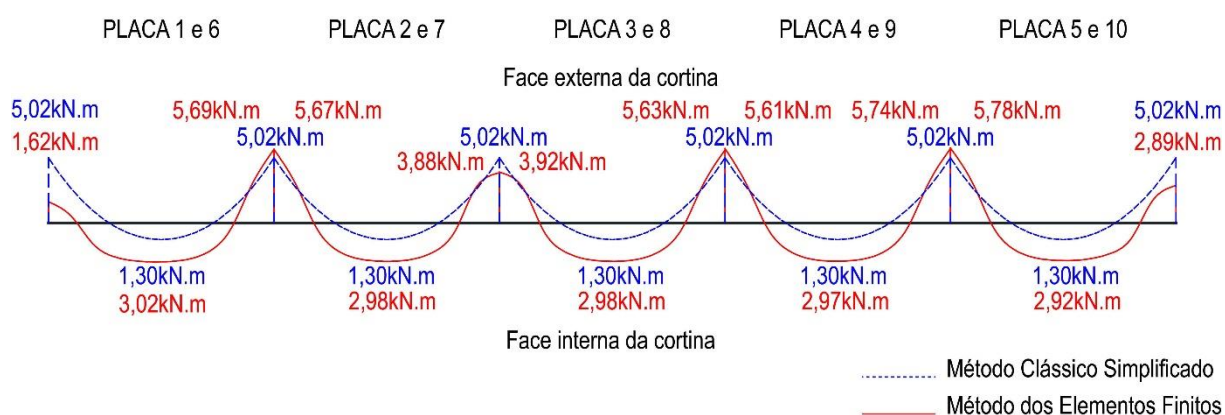
No APÊNDICE B constam os resultados dos momentos fletores que atuam verticalmente nas cortinas laterais e de fundo.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para o cálculo das solicitações nas cortinas de contenção foram realizadas soluções através do Método dos Elementos Finitos e do método clássico simplificado, como pode-se observar nos diagramas e tabelas a seguir.

A Figura 39 apresenta os diagramas de ambos os modelos para os momentos no eixo horizontal no centro das cortinas.

Figura 39 - Diagramas de momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal no centro das placas 1 a 10



Fonte: Autor, 2017.

Conforme a Tabela 6 observa-se que nos pilares 1/4 e 21/24 que se encontram nas extremidades da estrutura, o valor dos momentos de engastamento são inferiores aos obtidos no modelo clássico, nos pilares 21/24 a diferença chega a 68%. Já nos demais pilares devido a continuidade das placas o momento de engastamento via M.E.F. foi em média de 29% maior em relação ao modelo clássico.

Tabela 6 - Comparação dos resultados nos engastes das cortinas laterais junto aos pilares (1 a 10)

Pilar	Simplificado	M.E.F.	Diferença
1 / 4	5,02	2,89	-42%
5 / 8	5,02	5,76	15%
9 / 12	5,02	5,62	12%
13 / 16	5,02	3,90	-22%
17 / 20	5,02	5,68	13%
21 / 24	5,02	1,62	-68%
Média			29%

Fonte: Autor, 2017.

Em relação aos momentos no centro das cortinas 1 a 10 o Método dos Elementos Finitos gerou resultados em média 129% superiores ao método clássico simplificado, a maior diferença ocorreu nas placas 1/6 que apresentaram valores de momentos fletores via Método dos Elementos Finitos de 3,02kN.m, enquanto que para o método clássico simplificado o momento obtido foi de 1,30kN.m.

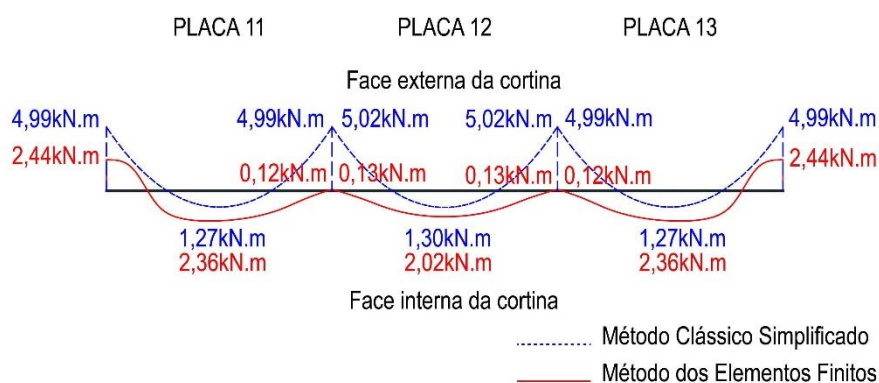
Tabela 7 - Comparação dos resultados no centro das cortinas laterais (1 a 10)

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
1/6	1,30	3,02	132%
2/7	1,30	2,98	129%
3/8	1,30	2,98	129%
4/9	1,30	2,97	128%
5/10	1,30	2,92	125%
Média			129%

Fonte: Autor, 2017.

Os diagramas comparativos de momentos M_y que passam no eixo horizontal no centro das placas 11 a 13 está representado na Figura 40.

Figura 40 - Diagramas de momentos fletores M_y segundo um eixo horizontal no centro das placas 11 a 13



Fonte: Autor, 2017.

Os momentos de engastamento nos pilares 2 e 3 das cortinas de fundo apresentam valores da ordem de 97% de diferença, sendo o resultado via Método dos Elementos Finitos muito inferior ao resultado obtido pelo método simplificado. Para os pilares 1 e 4 obteve-se pelo método simplificado um valor de momento fletor de

4,99kN.m e para o M.E.F. o valor de momento encontrado foi de 2,36kN.m, demonstrando uma diferença de 51% (Tabela 8).

Tabela 8 – Comparação dos resultados nos engastes das cortinas de fundo junto aos pilares (11 a 13)

Pilar	Simplificado	M.E.F.	Diferença
1	4,99	2,44	-51%
2	5,00	0,13	-97%
3	5,00	0,13	-97%
4	4,99	2,44	-51%
Média			74%

Fonte: Autor, 2017.

Para os momentos no centro das cortinas de fundo a diferença foi em média de 76%, apresentando nas placas 11 e 13 valores de momento fletor segundo o método clássico foram de 1,27kN.m e para o Método dos Elementos Finitos foi de 2,36, gerando uma diferença de 86%, como demonstrado na Tabela 9.

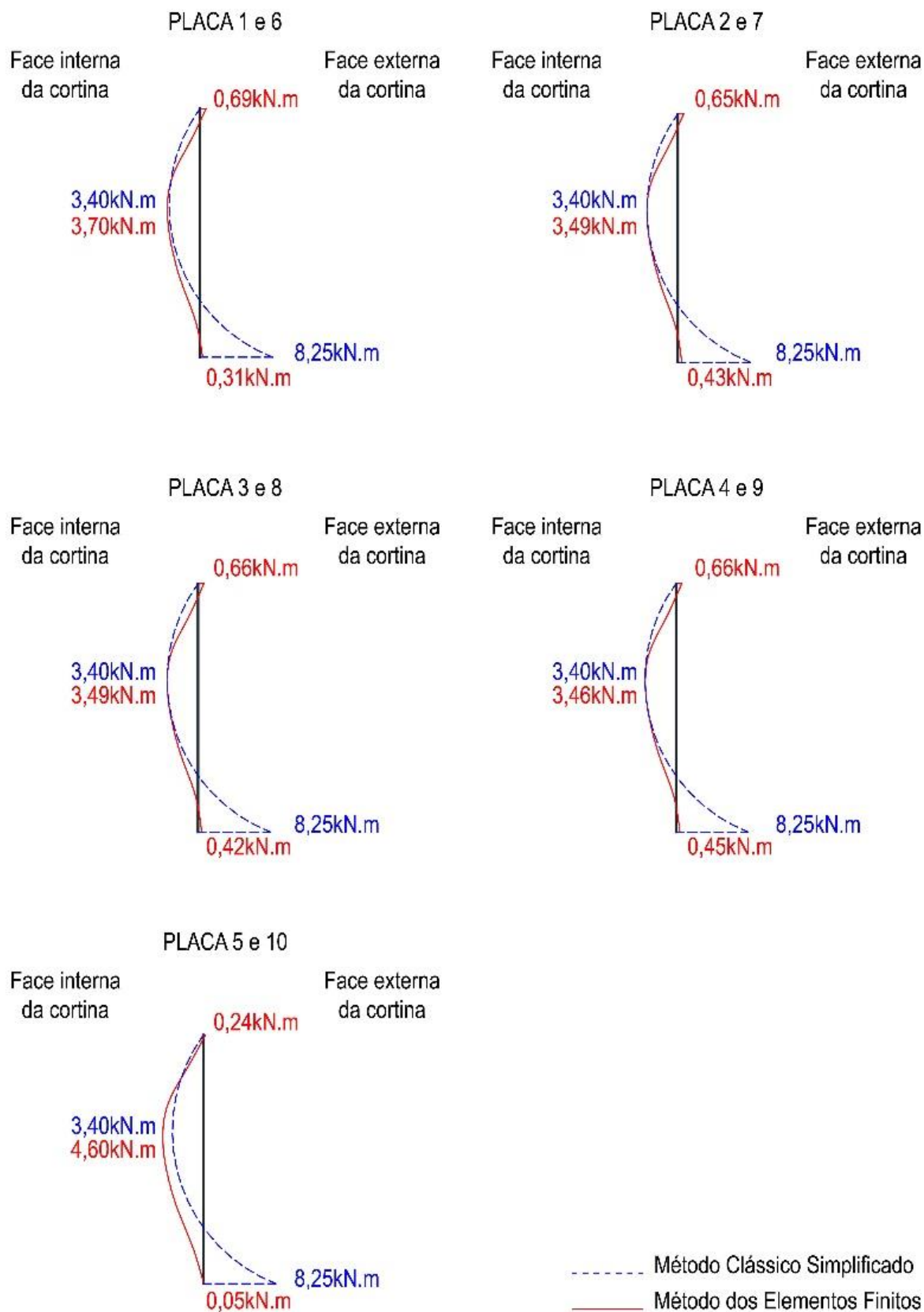
Tabela 9 – Comparação dos resultados no centro das cortinas de fundo (11 a 13)

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
11	1,27	2,36	86%
12	1,30	2,02	55%
13	1,27	2,36	86%
Média			76%

Fonte: Autor, 2017.

A Figura 41 apresenta os diagramas dos resultados de momentos fletores M_z que passam pelo eixo vertical no centro das placas 1 a 10 para ambos os modelos de cálculo. Pode-se observar que há uma grande diferença nos momentos fletores de engastamento inferiores, onde no método clássico foi considerado um engastamento perfeito para o cálculo, porém para o cálculo via elementos finitos, o mesmo não ocorre.

Figura 41 - Diagramas de momentos fletores M_z segundo um eixo vertical no centro das placas 1 a 10



Fonte: Autor, 2017.

Os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos para a região dos engastes junto as vigas foram muito inferiores em relação ao método simplificado. Na parte superior das placas o método clássico simplificado não apresentou resultados de momentos fletores, visto que as vinculações foram consideradas como apoios simples. Na parte inferior, junto as vigas de fundação, os valores obtidos pelo M.E.F. foram muito inferiores chegando a uma diferença de 99% nas placas 5/10 (Tabela 10).

Tabela 10 – Comparação dos resultados nos engastes junto as vigas das cortinas laterais (1 a 10)

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
1/6	-	0,69	-
	8,25	0,31	-96%
2/7	-	0,65	-
	8,25	0,43	-95%
3/8	-	0,66	-
	8,25	0,42	-95%
4/9	-	0,66	-
	8,25	0,45	-95%
5/10	-	0,24	-
	8,25	0,05	-99%
Média			96%

Fonte: Autor, 2017.

Conforme demonstra a Tabela 11 valores de momento fletor no centro das placas, obtidos através do Método dos Elementos finitos, foram em média 10% maiores em relação ao método clássico simplificado.

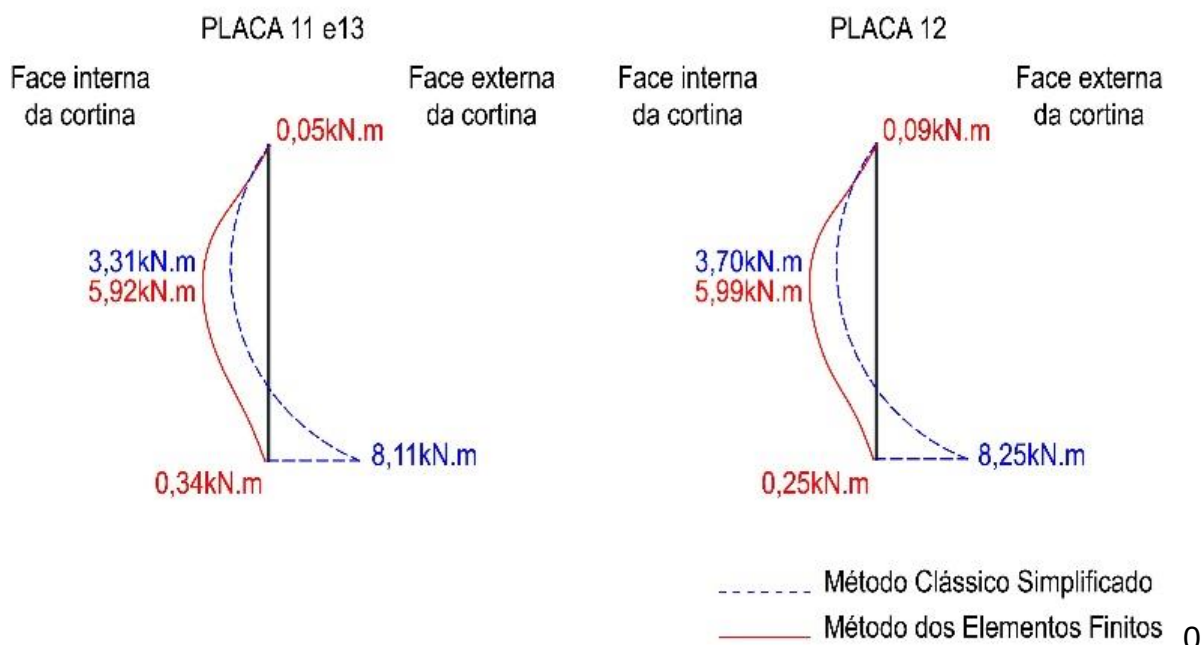
Tabela 11 - Comparação dos resultados no centro das cortinas laterais (1 a 10)

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
1/6	3,40	3,70	9%
2/7	3,40	3,49	3%
3/8	3,40	3,49	3%
4/9	3,40	3,46	2%
5/10	3,40	4,60	35%
Média			10%

Fonte: Autor, 2017.

A Figura 42 ilustra os diagramas comparativos de momentos M_x no eixo vertical pelo centro das cortinas de fundo 11 a 13.

Figura 42 - Diagramas de momentos fletores M_x segundo um eixo vertical no centro das placas 11 a 13



Fonte: Autor, 2017.

Assim como nas cortinas laterais, as de fundo apresentaram grandes diferenças quanto aos momentos fletores nas regiões de engastamento, os resultados obtidos pelo modelo clássico simplificado tiveram em média uma diferença de 95% em relação ao M.E.F., os resultados para as placas estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Comparação dos resultados nos engastes junto as vigas das cortinas de fundo (11 a 13)

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
11/13	-	0,05	-
	8,11	0,34	-96%
12	-	0,09	-
	8,25	0,43	-95%
Média			95%

Fonte: Autor, 2017.

Para os momentos no centro das cortinas o modelo simplificado apresentou resultados inferiores aos do Método dos Elementos Finitos, com diferença média de 71%.

**Tabela 13 - Comparação dos resultados no centro das cortinas de fundo
(11 a 13)**

Placa	Simplificado	M.E.F.	Diferença
11/13	3,31	5,92	79%
12	3,70	5,99	62%
		Média	71%

Fonte: Autor, 2017.

6 CONCLUSÕES

A pesquisa foi de grande importância para o aprendizado tendo em vista a comparação de dois modelos de cálculo para o estudo de esforços atuantes em cortinas de contenção ligadas à estrutura do edifício.

A utilização de cortinas solidarizadas à estrutura do prédio gera vantagens quanto a facilidade na montagem de formas junto aos pilares e vigas e na execução da concretagem, e, também pela utilização da própria estrutura da edificação para suportar parte das solicitações geradas pelos empuxos do solo.

Pode-se observar nos diagramas de momentos no eixo vertical no centro das placas que o método simplificado apresentou valores de momentos, no centro da cortina, inferiores aos apresentados pelo Método dos Elementos Finitos o que conduz a um dimensionamento contra a segurança da estrutura.

Ainda nos diagramas de momentos no eixo vertical, quanto aos momentos de engastamento, o método clássico simplificado gerou um superdimensionamento, pois nas partes inferiores das cortinas foram considerados engastamentos perfeitos junto às vigas de fundação, porém os resultados via Método dos Elementos Finitos demonstraram que não ocorre engaste perfeito na região, pois os valores de momento foram muito inferiores aos obtidos pelo método simplificado.

O método clássico simplificado possui vantagens relacionadas a agilidade de cálculo dos esforços e consequentemente no dimensionamento, porém pode gerar grandes diferenças quanto aos resultados do cálculo das solicitações em relação ao Método dos Elementos Finitos, que, atualmente, apresenta resultados mais realistas por ser um método que analisa a estrutura como um todo.

Com base nas análises realizadas é possível concluir que o Método dos Elementos Finitos apresenta grande potencial pois possibilita identificar solicitações difíceis de serem definidas nos métodos clássicos simplificados, como os pequenos momentos de engastamento das placas junto as vigas superiores e inferiores e momentos maiores no centro das cortinas.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Realizar um estudo comparativo referente as diferenças de consumo de aço quanto ao dimensionamento via métodos clássicos e Método dos Elementos Finitos.

Modelar toda a estrutura do prédio, com o objetivo de obter resultados mais próximos da realidade.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. *Curso de concreto armado*. 4 ed. Vol. 1. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

_____. *NBR 1265: Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

BERNARDI, Mateus Picoli. *Cortina atirantada: o caso da obra de um subsolo em Florianópolis*. 2015. 130 f. Trabalho de Diplomação (Departamento de Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

CARVALHO, Leandro Faria. *Sistema construtivo em paredes de concreto para Edifícios: dimensionamento da estrutura e aspectos*. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

DONIN, Christian. *Apostila de Elementos Finitos*, Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, Santa Cruz do Sul. 2015.

_____. *Notas de Aula da Disciplina de Concreto Armado 2*, Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, Santa Cruz do Sul. 2015.

FERRANDIN, Eduardo Rafael. *Análise e dimensionamento de cortinas de estacas moldadas no local*. 2012. 44 f. Monografia (Curso de Especialização em Projeto de Estruturas) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2012.

FUSCO, P. B. *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. 1 ed. São Paulo: Pini. 1995.

FRAGA, M. L.; JUNG, J. G. *Escavações e contenções urbanas: experiências e casos de obras na cidade de Porto Alegre/RS*. GEOSUL 2013. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/geosul2013criciuma/2013-fraga-jung.pdf>>. Acesso em 28. abr. 2017.

GUERRIN, A.; LAVAU, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. 1 ed. Vol. 6. São Paulo: Hemus. 2002

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELA SOLDADA. *Tela Soldada - Informações Técnicas*. Disponível em: < <http://www.ibts.org.br/pdfs/IT.pdf>>. Acesso em: 20 abr. 2017.

JOPPERT JÚNIOR, I. *Fundações e contenções de edifícios*. 1 ed. São Paulo: Pini. 2007.

KUEHN, Adriana. *Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado*. 2002. 221 f. Dissertação (Programa de Pós -

Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado*. 1 ed. Vol. 3. Tradução de J. de Moura Villas Boas. Rio de Janeiro: Interciência. 1977.

MAGALHÃES, Marcelo de Souza. *Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos*. 2015. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

MAGNUS, Dionatan Borges. *Dimensionamento de contenção para subsolo - estudo de caso*. 2013. 18 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.

MARCHETTI, O. *Muros de Arrimo*. 1 ed. São Paulo: Blucher. 2008.

MIKHELSON, I. *Structural engineering formulas*. New York, 2004.

MOLITERNO, A. *Caderno de muros de arrimo*. 2ed. São Paulo: Edgard Blücher. 1980.

MONTOYA, P. J. *Hormigón Armado : basada en la ehe austada al código modelo y al eurocódigo*. 14ª edição, GG, Barcelona, 2000.

PINHEIRO, L. M. *Concreto Armado: tabelas e ábacos*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Departamento de Engenharia e Engenharia de Estruturas, 1994.

RANZINI, S.; NEGRO JÚNIOR, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W. et al. *Fundações: Teoria e prática*. 2 ed. São Paulo: Pini. 1998. p. 497-515.

SAES, J. L., STUCCHI, F.R.; MILITTISKY, J. (1998). Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W. et al. *Fundações: Teoria e Prática*. 2 ed. São Paulo: Pini. p. 517-536.

SCHMITZ ENGENHARIA. Serviços. Disponível em: <<http://www.schmitzengeharia.com.br/servicos#&gid=null&pid=4>>. Acesso em: 04 mai. 2017.

SILVA FILHO, F. C.; *Modelagem de problemas de engenharia: solução de equações diferenciais parciais pelo método dos elementos finitos*. Rev. Tecnol., Fortaleza, v.26, n. 2, p. 134-144, dez. 2005.

SILVA, Henrique Oliveira Wintgens. *Tirantes em estruturas de contenção de solo: Diretrizes para projeto e execução*. 2015. 132 f. Trabalho de Diplomação (Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do sul, Porto Alegre, 2015.

Talude Seguro. *Revista Técnica*, São Paulo, n 83, p. 36-39. 2004.

APÊNDICE A - Resultados dos momentos fletores que atuam horizontalmente nas cortinas laterais e de fundo

Placa 1 e Placa 6				Placa 2 e Placa 7				Placa 3 e Placa 8			
COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)	COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)	COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)
0,45	243,57	166,02	-1,62	0,45	849,85	372,35	-5,67	0,45	587,61	629,19	-3,92
0,91	77,87	546,12	-0,52	0,91	429,18	84,86	-2,86	0,91	421,36	91,84	-2,81
1,36	252,44	856,87	1,68	1,36	109,80	197,26	0,73	1,36	112,29	189,32	0,75
1,82	400,81	930,50	2,67	1,82	348,85	384,86	2,33	1,82	348,92	378,54	2,33
2,27	445,52	833,98	2,97	2,27	429,41	459,17	2,86	2,27	428,93	456,18	2,86
2,73	452,55	702,26	3,02	2,73	447,08	471,73	2,98	2,73	446,58	472,11	2,98
3,18	431,91	590,29	2,88	3,18	428,74	455,31	2,86	3,18	428,27	458,51	2,86
3,64	349,97	456,10	2,33	3,64	347,62	379,36	2,32	3,64	346,86	384,97	2,31
4,09	108,70	233,62	0,72	4,09	109,33	192,88	0,73	4,09	107,49	200,34	0,72
4,55	433,09	68,96	-2,89	4,55	425,09	87,68	-2,83	4,55	428,47	79,34	-2,86
5,00	852,84	368,46	-5,69	5,00	582,56	634,44	-3,88	5,00	843,75	366,95	-5,63

Placa 4 e Placa 9			
COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)
0,45	840,89	368,41	-5,61
0,91	422,72	82,35	-2,82
1,36	111,78	200,40	0,75
1,82	348,50	391,45	2,32
2,27	428,41	470,60	2,86
2,73	445,69	487,67	2,97
3,18	426,56	475,32	2,84
3,64	343,29	403,35	2,29
4,09	99,56	219,98	0,66
4,55	445,08	59,70	-2,97
5,00	860,95	352,15	-5,74

Placa 5 e Placa 10			
COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)
0,45	866,71	353,00	-5,78
0,91	452,29	57,61	-3,02
1,36	93,75	235,34	0,63
1,82	336,30	444,83	2,24
2,27	418,75	557,02	2,79
2,73	438,21	633,49	2,92
3,18	425,12	721,09	2,83
3,64	363,84	783,77	2,43
4,09	187,55	718,91	1,25
4,55	269,47	485,57	-1,80
5,00	433,05	182,82	-2,89

PLACA 1 e 6

PLACA 2 e 7

PLACA 3 e 8

PLACA 4 e 9

PLACA 5 e 10

Face externa da cortina



Face interna da cortina

Placa 11 e Placa 13			
COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)
0,50	365,48	75,78	-2,44
1,00	276,07	220,64	-1,84
1,50	155,03	445,33	1,03
2,00	323,41	656,83	2,16
2,50	354,07	735,23	2,36
3,00	341,65	708,26	2,28
3,50	297,62	609,20	1,98
4,00	210,09	388,16	1,40
4,50	84,31	38,64	0,56
5,00	18,57	265,49	-0,12

Placa 12			
COTA	ØMF	Força Normal(kN)	Momento Fletor (kN.m)
0,56	18,85	266,33	-0,13
1,11	84,19	36,45	0,56
1,67	205,47	370,68	1,37
2,22	280,68	556,23	1,87
2,78	303,32	603,68	2,02
3,34	280,48	556,82	1,87
3,89	205,03	371,02	1,37
4,45	83,47	35,86	0,56
5,00	19,73	267,62	-0,13

PLACA 11

PLACA 12

PLACA 13

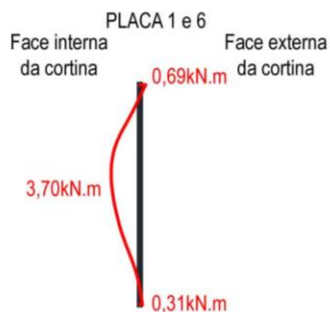
Face externa da cortina



Face interna da cortina

APÊNDICE B - Resultados dos momentos fletores que atuam verticalmente nas cortinas laterais e de fundo

Placa 1 e Placa 6			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	103,13	100,24	-0,69
0,40	189,78	157,35	1,27
0,80	487,74	212,83	3,25
1,20	555,14	233,48	3,70
1,60	469,27	207,34	3,13
2,00	295,14	151,10	1,97
2,40	73,55	59,82	0,49
2,80	47,14	0,41	-0,31

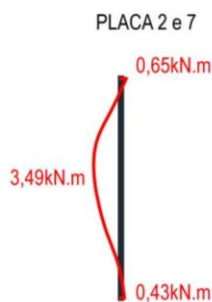


Placa 11 e Placa 13			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	17,02	17,02	-0,11
0,40	362,80	102,19	2,42
0,80	752,61	140,53	5,02
1,20	887,34	151,56	5,92
1,60	822,31	132,36	5,48
2,00	609,20	92,37	4,06
2,40	299,48	93,08	2,00
2,80	51,19	51,19	0,34

PLACA 11 e 13



Placa 2 e Placa 7			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	97,38	54,52	-0,65
0,40	181,64	64,48	1,21
0,80	467,27	77,70	3,12
1,20	523,93	80,62	3,49
1,60	431,65	67,64	2,88
2,00	256,53	51,54	1,71
2,40	39,58	5,34	0,26
2,80	64,03	21,67	-0,43

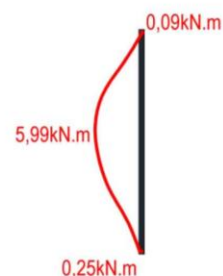


Placa 3 e Placa 8			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	98,45	54,21	-0,66
0,40	180,21	63,33	1,20
0,80	466,44	76,06	3,11
1,20	523,74	79,05	3,49
1,60	431,98	66,51	2,88
2,00	257,32	51,01	1,72
2,40	40,72	5,20	0,27
2,80	63,19	21,84	-0,42

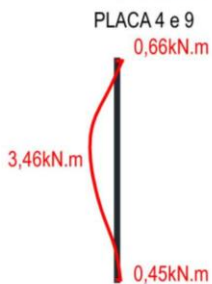


Placa 12			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	13,37	13,37	-0,09
0,40	361,64	72,05	2,41
0,80	757,19	97,94	5,05
1,20	898,47	104,43	5,99
1,60	833,38	88,24	5,56
2,00	611,12	59,93	4,07
2,40	286,59	77,53	1,91
2,80	37,32	37,32	0,25

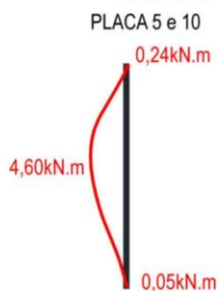
PLACA 12



Placa 4 e Placa 9			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	98,86	54,39	-0,66
0,40	178,79	63,69	1,19
0,80	463,68	76,52	3,09
1,20	519,72	79,45	3,46
1,60	426,95	66,74	2,85
2,00	251,53	51,03	1,68
2,40	34,34	5,10	0,23
2,80	67,41	21,80	-0,45



Placa 5 e Placa 10			
COTA	σMF	Tensão N (kN)	Momento fletor (kN.m)
0,00	36,06	36,06	-0,24
0,40	300,05	126,49	2,00
0,80	614,82	169,26	4,10
1,20	689,40	185,02	4,60
1,60	602,03	163,76	4,01
2,00	416,90	119,95	2,78
2,40	174,39	45,87	1,16
2,80	6,90	4,77	-0,05



ANEXO B – Valores de K_c e K_s para o aço CA-50

Tabela A-25 – Valores de K_c e K_s para o aço CA-50 (para concretos do Grupo I de resistência – f_{ck} ≤ 50 MPa, γ_c = 1,4, γ_s = 1,15).

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES										
$\beta_x = \frac{x}{d}$	K _c (cm ² /kN)								K _s (cm ² /kN)	Dom
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	2
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	3
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,48	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,028	
0,50	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,029	
0,52	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,54	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,56	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,030	
0,58	3,1	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,030	
0,60	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,030	
0,62	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,031	
0,63	2,9	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,031	