



Estudo de Caso: Análise da Estabilidade de um Muro de Contenção com Patologias

Jessyka de Senes

Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, jessykasenes@hotmail.com

Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, helena.paula@ufsc.br

RESUMO: O muro de contenção em estudo situa-se na divisa entre dois terrenos, no bairro Costa e Silva, no município de Joinville-SC. Após inspeção visual, verificou-se que este muro apresentava patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical e fissuras pontuais. A fim de verificar a estabilidade desta área, foram analisadas as condições atuais de estabilidade interna e externa do muro. O problema foi reproduzido e interpretado baseado nas informações sobre: geometria do muro, perfil estratigráfico do solo local e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito dos solos. Os valores dos fatores de segurança, gerados nas análises, indicam que o muro não é seguro, principalmente em relação ao tombamento. Considerando a condição de vulnerabilidade, evidenciada pelas patologias encontradas em campo, destaca-se a necessidade de intervenção imediata no local, visto que a instabilidade da estrutura pode acarretar em perdas materiais, além de colocar em risco vidas humanas.

PALAVRAS-CHAVE: Muro de contenção, Estabilidade, Fatores de segurança.

1 INTRODUÇÃO

A expansão territorial das cidades é proporcional ao seu desenvolvimento econômico. Com a intensa industrialização da cidade de Joinville-SC, em meados dos anos 1960, a taxa de crescimento demográfico disparou, refletindo a situação econômica da cidade (JOINVILLE, 2016). Com a crescente ocupação territorial, terrenos com relevo acidentado são muitas vezes cortados, nivelados e ocupados sem controle técnico. A ocupação desses terrenos, sem a devida estabilização, aumenta os riscos e agrava as proporções dos acidentes geológicos, acarretando danos materiais e perdas de vidas.

Quando a inclinação do corte no maciço do terreno gera tensões cisalhantes que excedem a resistência ao cisalhamento do solo, há necessidade de medidas estabilizantes no corte

ou manutenção da encosta (ABGE, 1998). Essas medidas estabilizantes devem priorizar a segurança sem desconsiderar a economia da obra.

Nesta perspectiva, o presente trabalho tem por objetivo avaliar as condições atuais de estabilidade de um muro de contenção localizado na Rua Albatroz, bairro Costa e Silva, no município de Joinville-SC. Para realização desta análise foi necessária a caracterização do perfil do solo da região, determinação dos parâmetros de resistência, além da definição da geometria atual do local. Estas informações foram obtidas por meio de análises de furos de sondagens realizados nas proximidades, de ensaio de cisalhamento direto em amostra indeformada e levantamento de medidas em campo. Tais informações permitiram a realização de uma avaliação da estabilidade da estrutura.



2 LEVANTAMENTO DE DADOS

2.1 Histórico do Local

A área de estudo corresponde a uma encosta que foi cortada e o desnível gerado entre dois terrenos vizinhos foi vencido com a implantação de um muro de contenção.

Inicialmente, o muro foi projetado para conter um desnível máximo de 2,20 metros. Posteriormente, para dar suporte a um aterro do terreno à montante do muro, foi construído um muro de alvenaria preso às ferragens do muro de contenção, previamente construído (Figura 1). Com o passar dos anos, o muro de contenção começou a apresentar patologias.

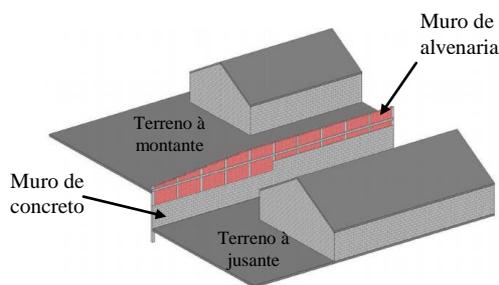
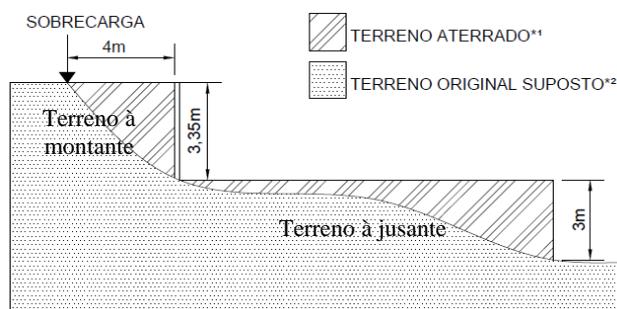


Figura 1. Volumetria das condições dos terrenos e muro

De acordo com o proprietário da área, o primeiro aterro, localizado à jusante do muro, foi utilizado para elevar a cota deste terreno em cerca de 3 metros. O solo utilizado para o aterro foi transportado dos fundos para a região frontal do terreno. A Figura 2 ilustra a condição de aterro estimada nos terrenos e a posição da estrutura de contenção.

A parte inicial do muro, feita em concreto, foi construída no ano de 1997. Cerca de sete anos depois, em 2004, foi executado o muro de alvenaria sobre o muro de concreto pré-existente. Acredita-se que o aterro do tardoz do muro (terreno à montante) foi realizado em dois momentos: a primeira etapa após a construção do muro de concreto e, a segunda etapa logo após a construção do muro de alvenaria. Presume-se que o solo utilizado para

preenchimento no tardoz do muro seja o mesmo do primeiro aterro, sendo proveniente dos fundos do terreno.



*1 As áreas de aterro são baseadas nas feições do terreno original suposto e a atual.

*2 O terreno original foi suposto pela descrição do terreno pelo proprietário e baseado em registros fotográficos.

Figura 2. Perfil estimado do terreno

Por meio de inspeção visual e levantamento de informações, verificou-se que o muro está apoiado sobre estacas circulares de concreto, com diâmetro de 0,20 m e 1 m de comprimento, espaçadas entre si em 2,16 m, conforme indicado na Figura 3.

Na situação atual, o muro apresenta patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical e fissuras pontuais. A condição de instabilidade do mesmo, devido ao risco de tombamento e/ou rompimento, pode acarretar em danos materiais, para ambos os terrenos, e eventualmente perda de vidas.

2.2 Dados geométricos

Para realização da análise foi necessária a definição da geometria atual do local. Para tanto, realizou-se um levantamento simplificado, com a posterior montagem das projeções em corte e em planta.

A Figura 3 ilustra a representação da vista frontal do muro. Aos fundos do terreno é apresentada a projeção da residência existente no local. Evidencia-se que o muro de concreto não apresenta a mesma altura, de 2,20 m, em todo o seu comprimento. Devido a problemas construtivos, a parcela final do muro de



concreto (fundos do terreno) foi aumentada em 0,80 m.

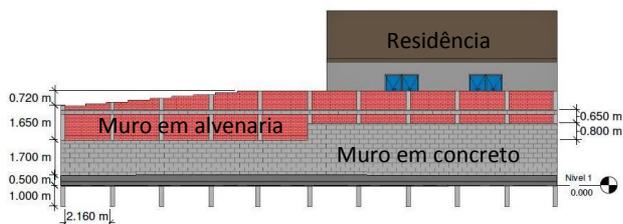


Figura 3. Vista frontal do muro

A Figura 4 apresenta a projeção em planta, indicando o posicionamento das residências existentes nos terrenos à montante e à jusante do muro avaliado. Nesta planta também está indicado o ponto de coleta das amostras de solo, deformadas e indeformada, utilizadas para realização de ensaios de caracterização e cisalhamento direto, respectivamente.



Figura 4. Projeção em planta do muro e áreas adjacentes

2.3 Inspeção Inicial da Área

Durante a vistoria realizada no local registraram-se patologias e problemas estruturais. Conforme indicado na Figura 5, observou-se vegetação crescendo em vários pontos do muro de alvenaria, fato este que pode indicar uma drenagem inadequada e/ou má impermeabilização do tardo do muro.

Ao se verificar o prumo da estrutura, notou-

se que havia um desalinhamento entre a parte superior e inferior de cerca de 9 cm. A possibilidade do desalinhamento ser consequência de problemas construtivos do muro de concreto foi descartada, dado que o proprietário verificou o alinhamento na fase de construção, e há 3 anos monitora a evolução da inclinação do muro através do prumo. Esta inclinação só foi observada algum tempo depois da incorporação da estrutura de alvenaria e o aterro do tardo do muro de alvenaria.



Figura 5 - Vista frontal do muro de contenção

Ao se observar a parte superior do muro, a partir do terreno à montante, percebe-se que a movimentação não ocorreu de forma uniforme em toda a extensão da estrutura. Observou-se uma quebra de continuidade na extensão do muro. No ponto da descontinuidade (Figura 6), verificou-se um afastamento de 5 cm entre as duas partes do muro.

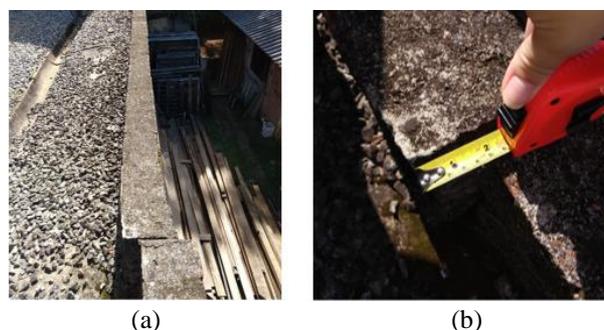


Figura 6. (a) Descontinuidade; (b) Afastamento.

Os possíveis motivos para a descontinuidade podem ser decorrentes do reforço, dado pelo aumento da altura do muro de concreto na parte final do comprimento do muro (Figura 3), e/ou diferença da compactação do solo no



comprimento do tardo do muro.

Também foi identificada, conforme demonstrado na Figura 7, a existência de elementos de reforço à montante do muro. Entretanto, devido à movimentação da estrutura de contenção, observou-se a ruptura dos mesmos. Além disso, percebeu-se durante a inspeção que não havia armadura estrutural neste local. Embora estes elementos não apresentem contribuição à estabilidade do muro, comprovam que houve um movimento do muro e através da dimensão de suas fendas evidencia-se a magnitude desse movimento (Figura 7).



Figura 7. Elementos de reforço do muro, com patologias.

2.4 Perfil Estratigráfico e caracterização geotécnica

A definição do perfil estratigráfico local foi realizada com base em boletins de sondagem SPT (Sondagem à Percussão) executados num terreno vizinho ao local de estudo, investigação do histórico da área e ensaios de caracterização e cisalhamento direto executados em amostras coletadas próximas ao muro.

Analisando-se os boletins de sondagem, percebeu-se que os solos da região são solos residuais, predominantemente silto-argilosos, de consistência mole à rija. Levando-se em consideração o histórico de terraplanagens realizadas para delimitação dos terrenos adjacentes ao muro, verificou-se que boa parte da camada superior de solo, de menor resistência, identificada através das sondagens, foi retirada. Além disso, vários pontos do terreno, com maior cota, sofreram corte e este material foi utilizado para aterrar áreas de cotas

menores, conforme ficou evidenciado na Figura 2.

Através destas análises definiu-se o perfil estratigráfico da área onde está localizado o muro em estudo. A Figura 8 mostra a estratigrafia definida, indicando as regiões estimadas para o aterro e, as inclinações entre as camadas de solo, foram definidas a partir da análise dos boletins de sondagem. Como se acredita que o material utilizado para o aterro seja proveniente do corte do solo de áreas adjacentes, as características geotécnicas adotadas serão similares ao solo residual local.

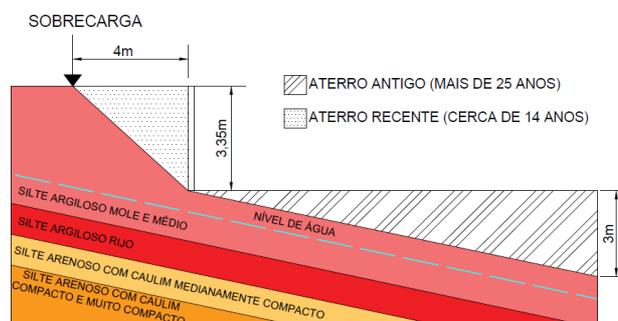


Figura 8. Perfil estratigráfico estimado para o local do muro

O nível de água na posição de implantação do muro foi adotado com base no perfil de sondagem mais próximo do local. Mesmo que a sondagem não tenha sido realizada neste mesmo terreno, a posição do nível de água foi confirmada pelo fato do proprietário do terreno possuir, anteriormente, um poço freático, cujo nível de água era de aproximadamente 4 m abaixo da superfície do terreno, o que é compatível com a informação obtida por meio da sondagem.

Os ensaios de caracterização básica tiveram por objetivo identificar o tipo de solo presente na base (jusante do muro). Para a caracterização dos solos foram utilizados os resultados dos seguintes ensaios: Granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, densidade real dos grãos e cisalhamento direto.

Considerando que o solo tem predominância de partículas finas (cerca de 60% das partículas



com diâmetro inferior a 0,075 mm) e valores de Limite de Liquidez (LL) de 48% e Índice de Plasticidade (IP) de 19%, o mesmo pode ser classificado através do Sistema Unificado de Classificação de Solos como ML (silte com baixa compressibilidade). Para as análises de estabilidade, realizadas neste estudo de caso, o solo de fundação foi denominado de silte argiloso.

Os parâmetros de resistência do solo (silte argiloso) foram determinados com base nos resultados do ensaio de cisalhamento direto realizados numa amostra indeformada. Foram obtidos valores de ângulo de atrito de 35,49°, coesão de 11,5 kPa e peso específico de 18,08 kN/m³.

3 MODELAGEM E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

3.1 Definição de parâmetros e sobrecargas

Os valores adotados para a coesão e ângulo de atrito do solo de fundação foram baseados nos resultados do ensaio de cisalhamento direto. Entretanto, como a amostra ensaiada apresentava presença de pedregulhos, realizou-se uma pequena redução dos valores obtidos no ensaio, buscando-se contemplar uma eventual heterogeneidade do solo *in situ*. Os resultados do ensaio de cisalhamento também nortearam a adoção dos parâmetros para a camada de aterro, embora estes tenham sido reduzidos, contemplando a perda da estrutura residual durante o corte e eventuais falhas de compactação.

Para as demais camadas estratigráficas, os parâmetros dos solos foram calculados de acordo com fórmulas empíricas que correlacionam o N_{SPT} com seus respectivos valores. O valor do ângulo de atrito foi calculado através das propostas de Godoy (1983) e Teixeira (1996). Os valores de coesão definidos a partir de correlações com o N_{SPT} forneceram valores bastante elevados e

possivelmente irreais. Desta forma, estes dois solos em específico terão suas resistências consideradas nas análises apenas dependentes do ângulo de atrito, desconsiderando-se a parcela de coesão.

O ângulo de atrito entre solo e muro foi adotado como o valor médio entre um terço e dois terços do ângulo de atrito do solo. A Tabela 1 apresenta os valores dos parâmetros do solo adotados nas análises.

Tabela 1. Parâmetros do solo adotados

Silte argiloso - fundação		
	Unid.	Valor Adotado
Ângulo de atrito (ϕ)	°	35
Coesão (c)	KPa	11
Atrito solo/muro (δ)	°	20,42
Peso espec. (γ_n)	KN/m ³	18,08
Silte argiloso de consistência média		
	Unid.	Valor Adotado
N _{SPT} médio	-	8,67
Ângulo de atrito (ϕ)	°	29,82
Coesão (c)	KPa	50 (*)
Atrito solo/muro (δ)	°	17,39
Peso espec. (γ_n)	KN/m ³	17
Silte argiloso de consistência rija		
	Unid.	Valor Adotado
N _{SPT} médio	-	17
Ângulo de atrito (ϕ)	°	34,12
Coesão (c)	KPa	100 (*)
Atrito solo/muro (δ)	°	17,06
Peso espec. (γ_n)	KN/m ³	17
Aterro (silte argiloso)		
	Unid.	Valor Adotado
Ângulo de atrito (ϕ)	°	33
Coesão (c)	KPa	9,9
Atrito solo/muro (δ)	°	16,5
Peso espec. (γ_n)	KN/m ³	16,27

* Valor desconsiderado nas análises

Como no terreno à montante da estrutura de contenção há uma residência com uma garagem



na lateral do muro, estes elementos serão considerados como sobrecarga nas análises. A magnitude destes carregamentos é apresentada na Tabela 2. Destaca-se que o carregamento da casa foi estimado conforme indicado em normas e, envolve o peso da alvenaria, telhas e o uso (móveis e pessoas) da residência.

Tabela 2. Magnitude das sobrecargas à montante do muro

Tipo	Sobrecarga	Unid.
Veículo (carga pontual)	12	kN
Veículo (carga distribuída)	3	kN/m ²
Residência (alvenaria, telhas e uso)	3,8	kN/m ²

Nos cálculos de estabilidade interna do muro foram considerados fatores de redução para os valores das sobrecargas, visto que há perda da magnitude da tensão horizontal em função da profundidade e distância da aplicação da força, devido ao espriamento das tensões. Desta forma, o fator adotado considera uma redução de 10% na magnitude da tensão aplicada superficialmente, para cada metro de afastamento em relação do ponto de aplicação. Acredita-se que a redução da magnitude em função da distância seja mais expressiva, sendo assim, a adoção de apenas 10% de redução por metro é uma majoração da carga efetivamente aplicada sobre o muro.

3.2 Análise da Estabilidade Global

O software Slope/W do pacote GeoStudio foi utilizado para determinar os fatores de segurança (FS) contra ruptura global. Na simulação, foram inseridas as sobrecargas provocadas pela residência (distribuída) e do carro (pontual). Embora se saiba que o carro atua como carga móvel, ao se considerar o estreitamento da passagem e das baixas velocidades de manobra, preferiu-se adotá-lo como um carregamento estático.

Os parâmetros de resistência dos solos inseridos no programa foram: coesão, ângulo de atrito e o peso específico. Destaca-se que para

os siltes médio e rijo, como os valores de coesão obtidos por meio de formulações empíricas foram bastante elevados e possivelmente irreais, a resistência destes materiais foi considerada como sendo puramente friccional ($c'=0$).

O concreto foi inserido como material de alta resistência, necessitando apenas do valor de peso específico do material, que foi adotado como sendo igual a 25 kN/m³.

A Figura 9 demonstra a geometria adotada nas simulações.

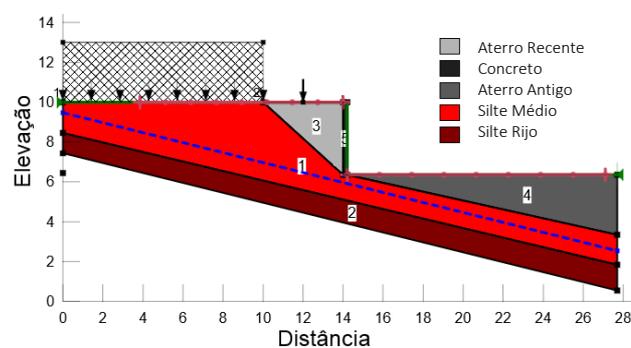


Figura 9. Geometria de análise através do Slope/W

O software identifica e mapeia as possíveis superfícies de ruptura dos cenários propostos. Sendo assim, tomando-se como critério o risco médio para perda de vidas humanas e médio para danos materiais, um FS maior ou igual a 1,4 seria o indicado para a situação analisada.

A resposta obtida através da simulação ilustra a superfície crítica (menor valor de FS) para o cenário analisado e seu respectivo valor de FS. As simulações realizadas neste estudo consideraram quatro cenários, nos quais os variou-se o nível de água e a presença da contenção lateral.

A variação do nível de água (N.A.) no terreno teve por objetivo analisar a estabilidade considerando o valor de N.A. obtido a partir das sondagens e, também, considerando-se uma condição de total saturação do terreno, em condições de muita chuva e falta de drenagem, com N.A. na superfície do terreno. Já as análises considerando a presença ou não da



estrutura de contenção teve por objetivo demonstrar, que por mais que o muro esteja com patologias, ele é imprescindível para a garantia de estabilidade da área.

Nos cenários com a presença da contenção lateral, o muro foi considerado todo em concreto. Embora esta consideração não seja a realidade, é uma aproximação suficiente para interpretar o comportamento do solo contido no tardo do muro.

Os cenários simulados podem ser resumidos abaixo e seus resultados apresentados na Tabela 3:

Cenário 1: Sem contenção lateral e N.A. conforme estratigrafia. O valor do FS crítico obtido para esta análise é menor que 1, que sugere que o maciço de solo já teria sofrido uma ruptura;

Cenário 2: Com contenção lateral e N.A. conforme estratigrafia. Nota-se (Tabela 3) o aumento no FS em relação ao cenário 1, apenas com a inclusão do paramento lateral. Destaca-se que este valor deve ser ainda maior, uma vez que os elementos de fundação (estacas em concreto com 1 m de comprimento) existentes no muro não são representados nas análises de deslizamento, o que poderia impedir o plano preferencial de ruptura, que neste caso passou pela base do muro;

Cenário 3: Sem contenção lateral e N.A. máximo (acompanhando o terreno). Esta é a condição com o menor valor de FS, também demonstrando uma situação de ruptura do maciço;

Cenário 4: Com contenção lateral e N.A. máximo (acompanha o terreno). Este cenário indica que a contenção lateral existente não seria suficiente para estabilizar as tensões horizontais geradas pela poropressão, caso o nível de água subisse até a superfície do terreno. Esta condição é utópica, mas indica que para a condição avaliada, caso o nível de água suba no tardo do muro, por questões de chuvas intensas e drenagem insuficiente, a estabilidade do muro fica comprometida.

Tabela 3 – Valores de FS para os cenários propostos

Nível da água	Contenção lateral	FS
Estratigrafia	Sem (Cenário 1)	0,944
	Com (Cenário 2)	1,297
Máximo	Sem (Cenário 3)	0,328
	Com (Cenário 4)	0,665

Considerando que todos os valores encontrados para FS resultaram menores que 1,4, pode-se afirmar que o sistema solo-muro não é considerado seguro em qualquer cenário e principalmente em condições de elevado N.A., visto que há expressiva redução no FS. Como a estrutura não está rompida, pode-se afirmar que o cenário 2 retrataria melhor a condição *in situ*. Entretanto, ressalta-se que como a resistência dos solos mais profundos, definida por meio de correlações com o N_{SPT} , foi adotada como sendo puramente friccional, este parâmetro pode ter sido minorado em relação às reais condições de campo, podendo eventualmente levar a valores de FS um pouco maiores.

3.3 Análise da Estabilidade Interna

Para a determinação da estabilidade interna também foram analisados dois cenários, buscando avaliar a influência da água nos empuxos. Desta forma, o primeiro cenário consiste em considerar o solo seco (sem a presença do N.A.). Já o segundo cenário leva em consideração a presença do N.A. tal qual como aparece nos perfis de sondagem, ou seja, a 1,08 m abaixo da superfície de terreno à jusante do muro.

A Figura 10 ilustra a geometria avaliada e a indicação dos pontos de análise utilizados para a definição dos empuxos (ativo e passivo) para ambos os cenários. O empuxo ativo é a tensão horizontal aplicada no tardo do muro, que atua contra a estabilidade do muro. Essa tensão é gerada pelos carregamentos aplicados na superfície do solo à montante, peso do solo e quando existente, o peso da água. O empuxo



passivo é a tensão horizontal aplicada no sentido contrário ao empuxo ativo e atua a favor da estabilidade do muro.

Para uma determinação mais precisa e próxima das condições *in situ*, os empuxos passivos foram considerados nos cálculos da estabilidade interna.

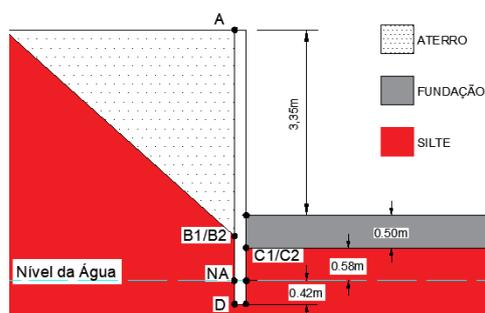


Figura 1 – Geometria avaliada e pontos utilizados para o cálculo dos empuxos

Para as tensões horizontais geradas pelos carregamentos na superfície, assumiu-se que os carregamentos não variam em função da profundidade. Embora isso não ocorra de fato, é uma consideração conservadora que avalia o problema a favor da segurança.

O valor efetivo do empuxo ativo (descontando a poropressão) tende a diminuir nas profundidades abaixo do N.A. Conforme a estratigrafia do terreno, o nível da água é presente no mesmo nível em ambos os lados da estrutura. Sendo assim, no somatório de momentos, os empuxos hidrostáticos se anulam, visto que são forças que possuem a mesma direção e módulo, mas sentidos opostos.

A diferença perceptível entre as análises com e sem a presença do nível de água, é sobre a magnitude das forças do empuxo passivo. Nos cálculos de empuxo passivo, a tensão horizontal gerada pelo peso do solo sofre uma redução na presença de água e, da mesma forma, as tensões horizontais geradas pela poropressão aumentam a magnitude do empuxo. Porém como o N.A. é presente em ambos os lados da análise (ativo e passivo) as forças de poropressão se anulam, resultando na redução das tensões horizontais.

Como citado anteriormente, para uma análise mais realista do problema, será considerada a contribuição dos elementos de fundação para a avaliação da estabilidade do muro. Para a incorporação destes elementos nos cálculos, foi necessário definir uma área de influência para cada um deles, já que não se trata de uma estrutura contínua. Conforme ilustrado na Figura 11, a área de influência de cada estaca foi adotada como sendo a área média entre as mesmas, ou seja, correspondente a uma distância de centro a centro de cada estaca, que no caso é igual a 2,36 metros.

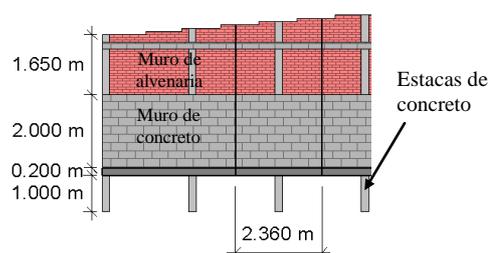


Figura 2 - Área de influência do empuxo sobre os elementos de fundação

O empuxo calculado para elementos contínuos, conforme indicado na Figura 10, é dado por metro linear da estrutura. Já para os elementos de fundação, que não são contínuos, o empuxo foi multiplicado pela distância de influência, para obter a resultante em cada uma das estacas. Esta mesma abordagem foi considerada para o cálculo do peso do muro.

Para o cálculo do peso do muro, foi necessário definir a altura e a espessura de cada material, assim como o peso específico do concreto e o peso da alvenaria. Como o muro de alvenaria tem altura variável (de 1,65 m para 2,365 m), considerou-se a menor altura para o cálculo, uma vez que esta parcela atua como uma força estabilizante, e sua redução está à favor da segurança.

As forças de empuxo ativo, passivo, o peso do muro e seus respectivos pontos de aplicação, são apresentados na Tabela 4. As forças de empuxo são na mesma direção (horizontal), porém tem sentidos opostos e a força peso tem



direção vertical e sentido vertical para baixo. As distâncias y_r e d , apresentadas na Tabela 4, são perpendiculares à força de empuxo e a força peso, respectivamente. Essas distâncias são tomadas em relação ao ponto O que está indicado na Figura 12.

Tabela 4 - Resultantes do Empuxo ativo, passivo e força peso do muro e seus pontos de aplicação

	Força	kN	Pto	m
Com NA	Empuxo Ativo	14,91	yr	2,42
	Empuxo Passivo	47,25	yr	0,95
	Wm (Peso muro)	14,60	d	0,10
Sem NA	Empuxo Ativo	14,91	yr	2,42
	Empuxo Passivo	48,52	yr	0,93
	Wm (Peso muro)	14,60	d	0,10

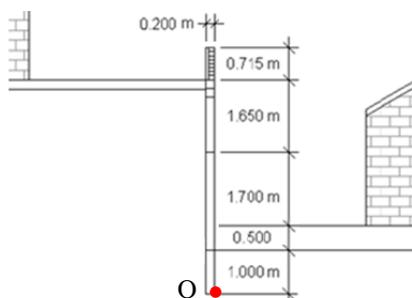


Figura 3 – Ponto de referência “O” e distâncias utilizados nos cálculos dos momentos.

Definidas as forças resultantes é possível determinar os valores de FS tanto ao tombamento quanto ao deslizamento do muro de contenção.

O valor de FS ao tombamento é dado pelo somatório dos momentos estabilizantes (empuxo passivo e o peso do muro) dividido pelo somatório dos momentos instabilizantes (empuxo ativo) em relação ao ponto O . Enquanto que o FS ao deslizamento é dado pela razão da força de atrito e empuxo passivo (opcional e utilizado com sobriedade) sobre o empuxo ativo.

A Tabela 5 apresenta os valores de FS quanto ao tombamento e deslizamento, para as situações com e sem nível da água, considerando ou não o empuxo passivo.

Tabela 5 – Valores de FS do muro de contenção para a estabilidade interna

	Avaliação	Empuxo Passivo	FS
Com NA	Tombamento	Considerando	1,290
		Sem	0,039
	Deslizamento	Considerando	1,894
		Sem	0,309
Sem NA	Tombamento	Considerando	1,297
		Sem	0,039
	Deslizamento	Considerando	1,992
		Sem	0,365

Analisando os fatores de segurança encontrados na avaliação da estabilidade interna do muro, verifica-se que o empuxo passivo apresenta uma expressiva contribuição. Caso esta parcela não fosse considerada, teriam-se fatores de segurança inferiores à unidade, indicando a ruptura da estrutura. Desta forma, conclui-se que o empuxo passivo atuante no muro é fundamental para a manutenção da condição em que o mesmo se encontra.

Nestas condições, o valor de FS ao tombamento, mesmo considerando o empuxo passivo, é da ordem de 1,29, quando deveria ser no mínimo igual à 2. Já o FS contra deslizamento, quando considerado o empuxo passivo, atende aos valores requeridos.

4 Conclusão

O presente trabalho teve por objetivo estimar e interpretar as forças estabilizantes e instabilizantes, atuantes sobre um muro de contenção com avarias, localizado no município de Joinville-SC.

Com o intuito de buscar por uma análise mais realista, os parâmetros de resistência do solo local foram estimados e avaliados com base em ensaios de laboratório e/ou correlações com ensaios de campo.

Com base nas análises de estabilidade global, conclui-se que o muro de contenção em estudo



é responsável por conter as possíveis superfícies de ruptura no tardo da estrutura.

Considerando que o muro de contenção se mantenha na condição avaliada durante a inspeção e, que os resultados dos ensaios e correlações reflitam com exatidão o perfil geotécnico da área, pode-se dizer que de uma forma global o muro encontra-se estável. Entretanto, em caso de períodos de chuvas intensas e/ ou prolongadas ou falhas no sistema de drenagem, a elevação do nível de água no tardo do muro poderá levá-lo à ruptura.

A análise da estabilidade interna do muro mostrou que a estrutura não é segura quanto ao tombamento e sua condição atual é totalmente dependente do empuxo passivo.

O valor do FS ao deslizamento, quando considerado o empuxo passivo, atende aos valores requeridos para o local. Entretanto, o empuxo passivo representa uma parcela expressiva da resistência, o que pode acarretar em instabilidade, caso venha a ocorrer algum tipo de escavação no terreno à jusante.

A avaliação da estabilidade interna do muro considerou apenas uma posição de N.A., entretanto foi possível verificar que houve redução nos valores de FS na presença de água, tanto ao tombamento quanto ao deslizamento. Portanto, espera-se que caso ocorram níveis de água maiores que aquele definido através dos boletins de sondagem, se tenha um aumento das poropressões e das tensões horizontais instabilizantes e, conseqüentemente, resulte numa redução dos valores de FS.

Considerando a condição de instabilidade identificada nas análises, verifica-se a necessidade de intervenção imediata no local, visto que existe risco associado (material e vidas humanas), dado à proximidade da estrutura com residências.

REFERÊNCIAS

- ABGE. *Geologia de Engenharia*. Oliveira, A. M.S; Brito, S. N. A. (editores). São Paulo: ABGE, 1998, 576p.
Godoy, N. S. *Estimativa da capacidade de carga de*

estacas a partir de resultados de penetrometro estático. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 1983.

Teixeira, A. H. Projeto e execução de fundações. In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, 3. São Paulo, 1996. V.1. p.33-50.