

3

Ensaio em geogrelhas

As geogrelhas empregadas em reforço de solo e as respectivas interfaces solo-geogrelha estão sujeitas a diversas solicitações mecânicas durante a construção e a vida útil das obras. No dimensionamento das obras de solo reforçado é fundamental conhecer as propriedades destas interface e seus parâmetros de interação.

Este Capítulo tem o objetivo de apresentar uma revisão sucinta da literatura a respeito dos ensaios empregados para avaliar a interação das geogrelhas com o solo.

3.1.

Interação solo-geogrelha

Segundo Palmeira (2004), a despeito de, na maioria dos solos de boa qualidade, o comprimento de ancoragem ser relativamente pequeno, o comprimento adotado afetará não somente a estabilidade, como as deformações e o custo das estruturas de solo reforçado. Portanto, o conhecimento da interação solo-reforço é muito importante para a melhoria dos critérios de projeto e redução dos custos.

A interação entre solo e geogrelha depende das propriedades de resistência e deformabilidade do solo, da geometria, resistência e rigidez da geogrelha e das condições de contorno. Estes parâmetros influem nos mecanismos básicos de interação.

Os mecanismos básicos de interação solo-reforço apresentados pelas geogrelhas são distintos daqueles apresentados por outros reforços como, por exemplo, geotêxteis. Nos geotêxteis a transferência de tensões se dá somente por atrito, devido ao seu formato de manta planar. Como as geogrelhas são elementos de reforço vazados, o solo penetra nos vazios gerando outro tipo de interação.

Segundo Bergado et al. (1993), a interação entre geogrelha e solo ocorre por cisalhamento nas interfaces e por resistência passiva nos elementos transversais. Geralmente aceita-se que o cisalhamento se desenvolve tanto nos elementos longitudinais quanto nos transversais. Juran e Chen (1988) citam três mecanismos de interação: atrito lateral nos elementos longitudinais, embricamento do solo preso entre os vazios e resistência passiva contra os elementos transversais (Figura 54).

É difícil estimar a parcela que cabe a cada um dos mecanismos. Quanto maior a área dos membros longitudinais, maior será a parcela devida ao cisalhamento das interfaces. Bergado et al. (1993) afirmam que, para o caso de geogrelhas com tiras finas, a parcela devida ao cisalhamento pode representar cerca de 10% da resistência mobilizada.

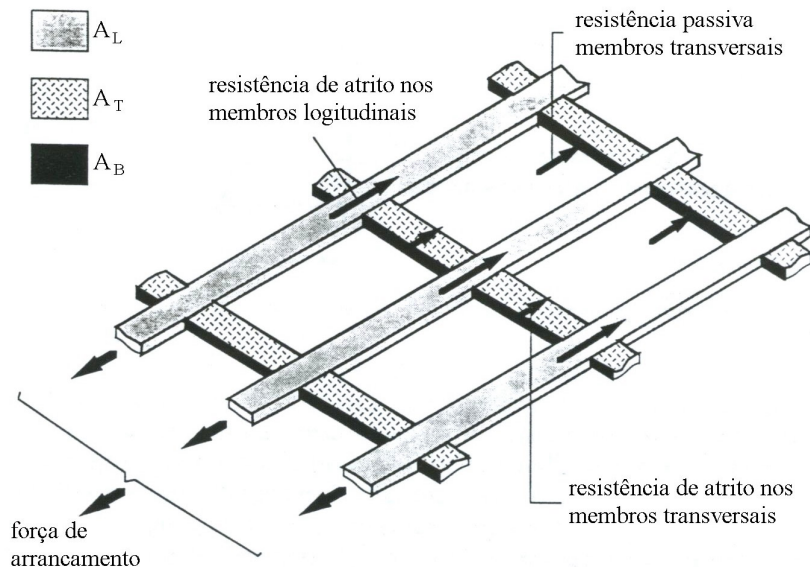


Figura 54 - Mecanismos de interação solo-geogrelha (adaptado de Wilson-Fahmy e Koerner, 1993).

Para estudo dos mecanismos de interação solo-geogrelha são empregados, basicamente, ensaios de cisalhamento da interface ou de arrancamento, na tentativa de simular da melhor maneira possível as condições de contorno encontradas nas estruturas de solo reforçado.

Segundo Milligan e Palmeira (1987) são três os possíveis mecanismos para ruptura interna do solo reforçado (Figura 55). Num primeiro mecanismo, a superfície de ruptura 1 atravessa e eventualmente rompe o reforço no ponto A. Se

não ocorrer a ruptura no ponto A, pode ocorrer o arrancamento no trecho AB. Ainda é possível que ocorra uma ruptura por cisalhamento na interface solo-reforço, ao longo do trecho CD, segundo a superfície 2.

Na Figura 56 são apresentados esquematicamente três ensaios capazes de induzir, na amostra de reforço, esforços similares aos que ocorrem em campo: cisalhamento direto cisalhamento direto com reforço inclinado e arrancamento.

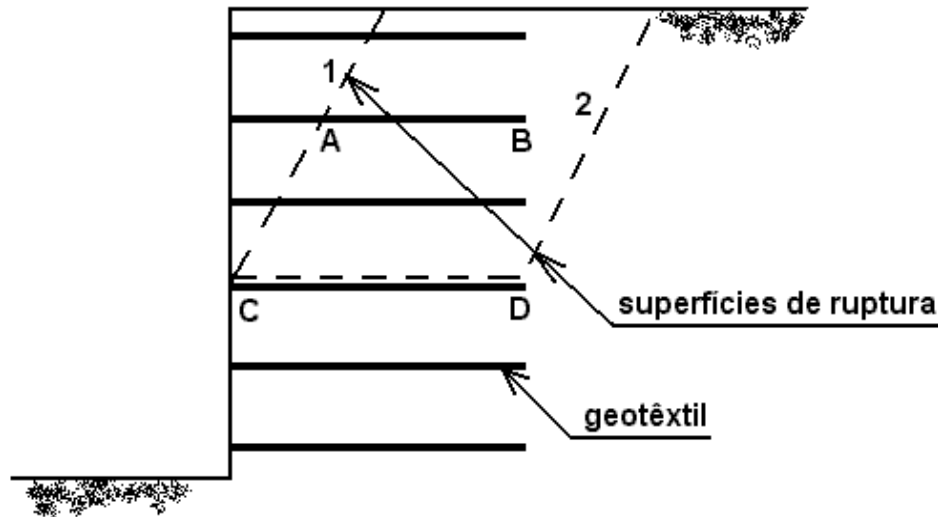


Figura 55 - Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado (Milligan e Palmeira, 1987).

Os ensaios apresentados na Figura 56 visam determinar os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético.

Cabe ressaltar, entretanto, que as condições de contorno variam significativamente de ensaio para ensaio e, portanto, os parâmetros de resistência da interface obtidos podem apresentar grandes diferenças (Farrag et al., 1993).

Além dos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento também podem ser realizados ensaios de cisalhamento em plano inclinado, ou ensaios em rampa, para determinação das propriedades de resistência das interfaces solo-reforço (Melo et al., 2003 e Aguiar et al., 2005).

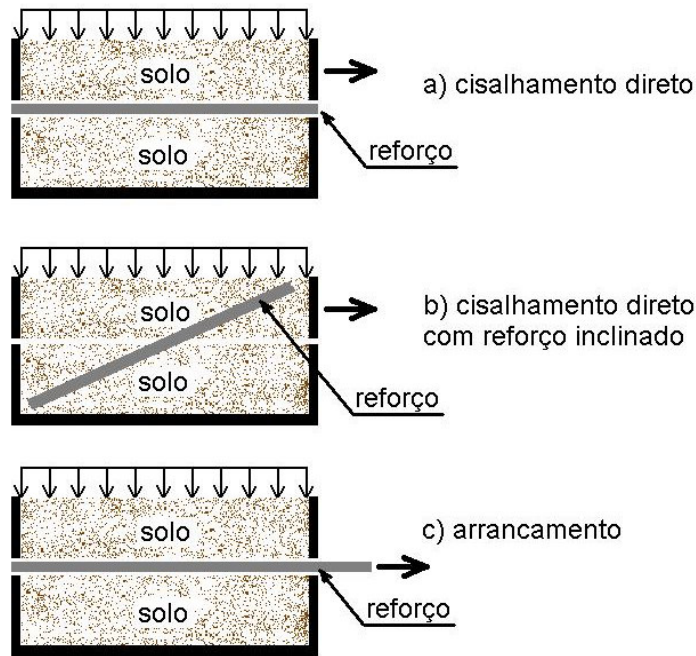


Figura 56 - Ensaios de: a) cisalhamento direto da interface solo-reforço, b) cisalhamento direto com reforço inclinado e c) arrancamento do reforço.

3.2. Ensaios de cisalhamento direto

Este ensaio consiste basicamente de uma adaptação do ensaio tradicional de cisalhamento direto de solos. O plano de cisalhamento das caixas deve ser ajustado de forma a passar exatamente na interface entre o solo e o geossintético. Também é possível colocar o geossintético inclinado em relação ao plano de cisalhamento.

No primeiro caso, há duas configurações possíveis. Segundo Ingold (1984), na primeira configuração, denominada de “caixa fixa”, a metade inferior da célula de cisalhamento é preenchida por um bloco de madeira ou metal, ao qual o geossintético é firmemente preso ou colado. O plano de cisalhamento passa pela sua superfície superior. Na segunda configuração, denominada de “caixa livre”, as duas metades da célula são preenchidas com solo.

A Figura 57 apresenta as duas configurações possíveis do ensaio com amostra alinhada com o plano de ruptura imposto pelo equipamento.

O ensaio de cisalhamento direto com caixa fixa é muito empregado em geotêxteis e geomembranas, devido à simulação da condição de atrito que leva à mobilização da resistência ao cisalhamento em campo.

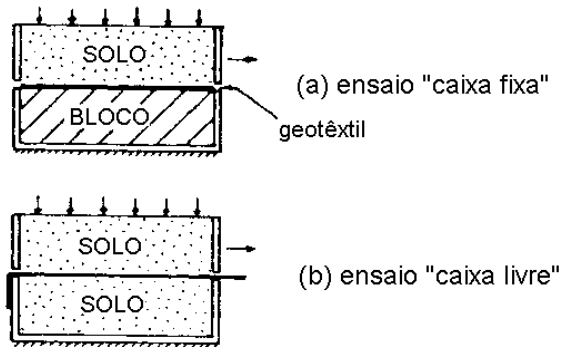


Figura 57 - Ensaio de cisalhamento direto em interface solo-geossintético (adaptado de Ingold, 1984).

Sayão e Teixeira (1995) apresentam uma configuração de ensaio adequada para a consideração de reforços utilizados em aterro sobre solos moles. O ensaio procura simular o encontro de uma superfície de ruptura inclinada com um reforço na base do aterro. Há um tipo de solo diferente de cada lado do geossintético, conforme esquematizado na Figura 58.

Para geogrelhas, o ensaio com caixa fixa apresenta desvantagens importantes, por impedir a passagem do solo por entre os vazios, especialmente nos casos de solos grosseiros. O ensaio com caixa livre, entretanto, apresenta outros inconvenientes. Primeiramente, é necessário que a geogrelha esteja alinhada com o plano de cisalhamento. Entretanto, durante a fase de adensamento da amostra, ocorrem deformações verticais no solo que podem provocar desalinhamento. O posicionamento da geogrelha, portanto, torna-se difícil, pois deve levar em consideração o adensamento da amostra.

3.3. Ensaio de rampa

Em certas situações de campo, tais como geossintéticos confinados por camadas finas de solo, em taludes de diques ou barragens, os ensaios de rampa são mais recomendáveis que os ensaios de arrancamento ou cisalhamento direto,

para a avaliação das propriedades da interface solo-geossintético. Nestes casos, o ensaio de rampa é o que melhor representa o mecanismo de sollicitação do geossintético, além de permitir a utilização de baixas tensões normais, menores que as utilizadas em ensaios de cisalhamento direto da interface (Girard et al. 1990).

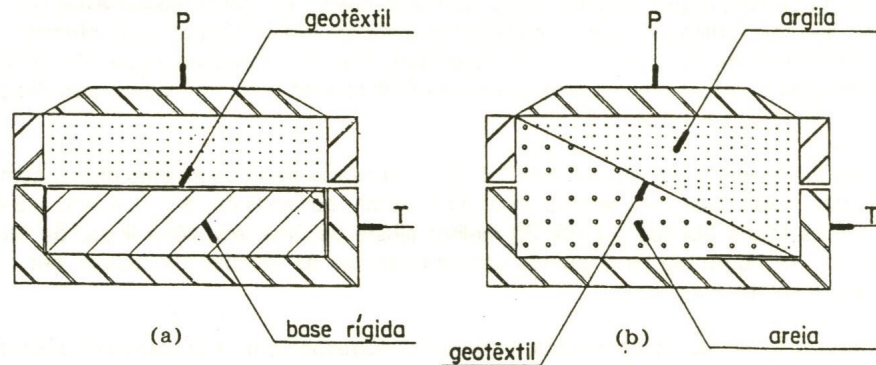


Figura 58 - Arranjo esquemático de um ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado e dois tipos de solo (Sayão e Teixeira, 1995).

Basicamente, o ensaio consiste em uma caixa rígida que confina uma massa de solo sobre uma camada de geossintético, inicialmente posicionado na direção horizontal e preso ao equipamento. Sob o geossintético encontra-se outra caixa, geralmente maior que a superior, preenchida com solo.

O ensaio é realizado aumentando-se gradativamente a inclinação das caixas até ocorrer o deslizamento ao longo da interface solo-geossintético. A Figura 59 apresenta um esquema do ensaio, mostrando a posição inicial horizontal e uma posição inclinada.

Apesar da simplicidade e conveniência do ensaio, Melo et al. (2003) reportam algumas de suas limitações. É importante observar que, apesar da simplicidade do ensaio, o mesmo apresenta algumas limitações. Segundo os autores, a tensão normal sobre a interface varia com a inclinação da rampa. Além disto, a distribuição da tensão normal sobre a interface, geralmente suposta uniforme, tende a ser variável, e aproximadamente trapezoidal. Por isso, as dimensões da amostra podem afetar significativamente os valores das tensões normal mínima e máxima atuantes na interface. Isto é particularmente importante para equipamentos com pequenas dimensões.

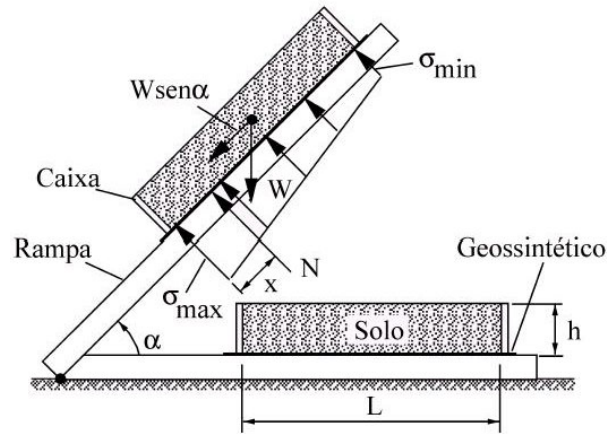


Figura 59 – Representação esquemática de um ensaio de rampa (Melo et al., 2003).

Aguiar (2003) realizou ensaios de rampa, em laboratório, com o mesmo solo e uma das geogrelhas (Fortrac 55/25-20/30) utilizados nesta pesquisa, como parte da avaliação de um equipamento de rampa de grandes dimensões recém desenvolvido. As tensões normais aplicadas foram baixas, até 8kPa. Os parâmetros obtidos foram 0,22kPa de adesão e 43,7° de ângulo de atrito da interface, muito próximos dos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito obtidos nos ensaios de rampa em interface solo-solo. O autor salienta que os comportamentos observados são compatíveis com outros já reportados na literatura.

3.4. Ensaio de arrancamento

Nos ensaios de arrancamento (*pull-out tests*), o reforço é confinado por solo nas faces superior e inferior. Uma das pontas fica enterrada no solo, enquanto a outra é presa a uma garra, por meio da qual é aplicada uma força crescente de tração, para arrancamento do reforço.

Neste ensaio, uma célula de carga mede os carregamentos aplicados ao reforço e extensômetros, geralmente mecânicos, controlam os deslocamentos da garra ou do próprio reforço.

O ensaio deve ser realizado para diferentes tensões verticais, de maneira a se poder traçar uma envoltória de resistência. As tensões verticais podem ser obtidas

por meio de variação da altura de solo sobre a amostra ou pela aplicação de pressões por colchões de ar, dentre outras formas.

Procura-se obter o arrancamento completo da amostra, caracterizado pelo aumento dos deslocamentos sem que ocorra acréscimo de resistência. Entretanto, caso a resistência ao arrancamento seja maior que a resistência à tração do reforço, pode ocorrer a ruptura da amostra. Neste caso, recomenda-se repetir o ensaio com menores tensões verticais até obter o arrancamento, conforme sugerido por Koutsouaris et al. (1998).

A Figura 60 apresenta um esquema típico de ensaio de arrancamento. Pode-se observar a inclusão de manga (sleeve em inglês), também chamada luva, para minimizar a influência da rigidez da face na resistência ao arrancamento. Cabe ressaltar, também, que o arrancamento pode ser produzido aumentando progressivamente a força de tração na garra ou impondo-lhe uma velocidade constante.

No ensaio com velocidade constante, uma máquina traciona a garra, mantendo sua velocidade, independentemente da resistência oferecida pela amostra. No outro ensaio, a força de arrancamento vai sendo aplicada progressivamente, sem controle direto da velocidade, com medições de deslocamentos contínuas ou intermitentes.

Há uma grande variedade de tipos possíveis de garra, destacando-se as garras nas quais o geossintético é enrolado e os modelos compostos de chapas aparafusadas ou coladas que prendem a amostra por atrito. A Figura 61 e a Figura 62 apresentam exemplos destes tipos de garras. A posição da garra varia, podendo ser colocada dentro da luva, fora da caixa ou mesmo dentro do solo.

Vários autores têm se dedicado a estudar a interação entre solos e geossintéticos, especialmente geogrelhas, por meio de ensaios de arrancamento. Podem ser citados Bonczikewicz et al.(1988), Juran e Chen (1988), Lentz e Pyatt (1988), Bergado et al. (1993), Fannin e Raju (1993), Farrag et al. (1993), Wilson-Fahmy et al. (1994), Chang et al. (1995), Costalonga e Kuwajima (1995), Lopes (1996), Ochiai et al. (1996), Bakeer et al. (1998a), Bakeer et al. (1998b), Alagiyawanna et al. (2001), Sugimoto et al. (2001), Espinosa e Mañas (2002), Sayão et al. (1999) e Sieira (2003).

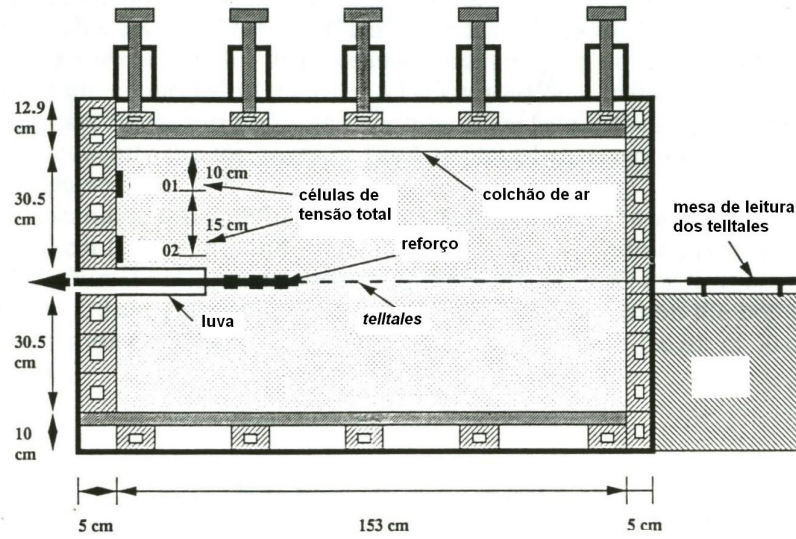


Figura 60 - Configuração típica de um ensaio de arrancamento, segundo Farrag et al. (1993).

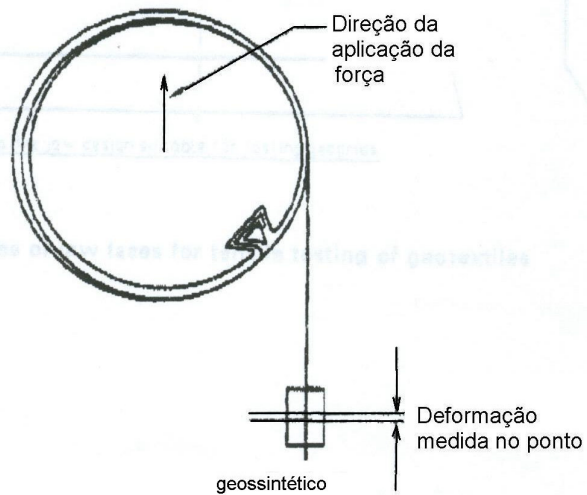


Figura 61 - Garra tipo rolo (adaptado de DIN EN ISO 10319, 1993).

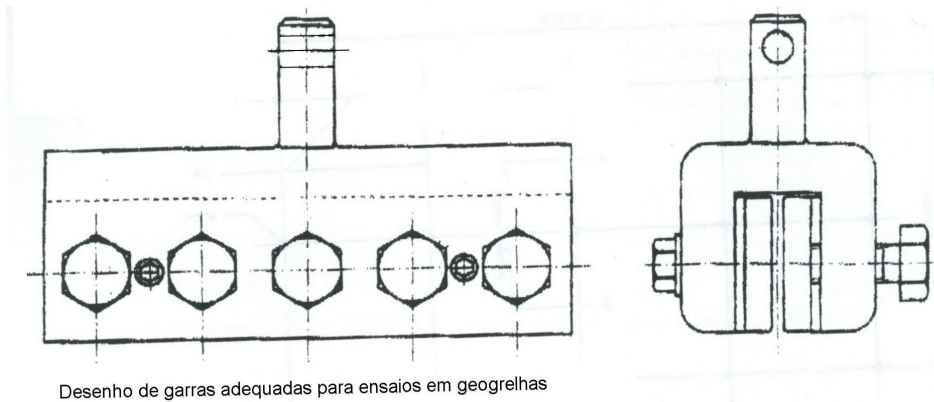


Figura 62 - Garra de chapas aparafusadas (adaptado de DIN EN ISO 10319, 2005).

Na maioria dos casos, os ensaios foram realizados em laboratório, utilizando-se solo granular, sem manga. O tamanho das amostras empregado foi extremamente variável, com área média igual a $1,7\text{m}^2$. A relação entre comprimento e largura empregada apresentou menor variação, igual a 2,2, em média. A velocidade adotada na maioria dos casos foi de $1\text{mm}/\text{min}$. Mallick et al. (1996) reportam ensaios de arrancamento realizados até 1982, nos quais as velocidades empregadas variavam de $0,01$ a $20\text{mm}/\text{min}$.

Palmeira (2004) analisou oito trabalhos sobre arrancamento e também concluiu que, na maioria dos casos, são empregados solos granulares. Esta característica talvez deva-se ao fato, já citado, de que alguns critérios de projeto não recomendam o uso de solos finos em estruturas de contenção.

Palmeira (2004) também afirma que a comparação e extrapolação dos resultados obtidos pelos autores pesquisados é muito difícil, tendo em vista as diferentes propriedades mecânicas e geométricas das grelhas empregadas. Segundo o autor, a variedade de condições de contorno dos ensaios apresentados na literatura pode influenciar significativamente os resultados.

No levantamento realizado neste trabalho observou-se que, além das diferenças entre condições de contorno, propriedades dos solos e das geogrelhas, há também importantes variações no tamanho das amostras empregadas.

Visando uniformizar as formas, tamanhos e tipos de equipamentos utilizados em ensaios de arrancamento, alguns órgãos internacionais têm proposto

normatizações para os ensaios de arrancamento. Ainda não há uma norma brasileira específica, mas já estão disponíveis a norma alemã DIN EN 13738 e a norma americana ASTM D6706-01.

A Tabela 5 apresenta as principais características dos ensaios realizados por diversos autores. São considerados o tipo de solo, o local de realização dos ensaios, a presença de manga, o método de aplicação do carregamento e o tamanho da amostra.

Perkins e Edens (2003) construíram um equipamento para ensaios de arrancamento baseado na norma ASTM D6706-01. O equipamento é semelhante ao empregado por Farrag et al. (1993).

A Figura 63 apresenta a vista superior do equipamento, no nível da geogrelha. Pode-se observar a manga, a garra e os *tell-tales* instalados.

A Figura 64 apresenta o detalhe da manga empregada nos ensaios de arrancamento para minimizar a influência da parede frontal do equipamento na resistência ao arrancamento.

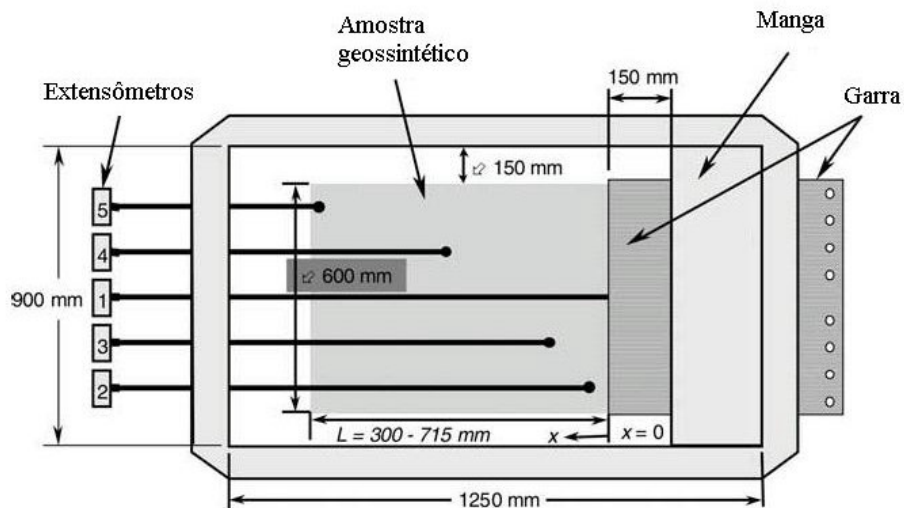


Figura 63 - Vista superior da geogrelha no ensaio de arrancamento (adaptado de Perkins e Edens, 2002).

Tabela 5 - Características de ensaios de arrancamento de diversos autores.

| Autores | Tipo de solo | Laboratório/ campo | Manga (sleeve) | Velocidade constante (VC) ou carregamento em estágios (E) | Comprim. X largura da amostra (m) |
|------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------|--|--|
| Costalonga e Kuwajima (1995) | Fino | Laboratório | - | VC | 1,06 x 0,36 |
| Bergado et al. (1993) | Fino | Laboratório | Sem | VC (1mm/min) | 1,2 x 0,45 |
| Juran e Chen (1988) | Granular | Laboratório | Com | E | Não informado |
| Lentz e Pyatt (1988) | Granular | Laboratório | Sem | VC (2,54mm/min) | 0,76 x 0,29 |
| Lopes (1996) | Granular | Laboratório | Com | VC | 0,96 x 0,33 |
| Ochiai et al. (1996) | Granular | Campo e laboratório | Sem | VC (1mm/min) | Variável, de 0,6 x 0,4 a 3,0 x 1,0 |
| Sieira (2003) | Granular e fino | Laboratório | - | - | 1,0 x 0,9 |
| Sugimoto et al. (2001) | Granular | Laboratório | Sem | VC (1mm/min) | 0,5 x 0,3 |
| Wilson-Fahmy et al. (1994) | - | - | - | - | - |
| Alagiyawanna et al. (2001) | Granular | Laboratório | Sem | VC (1mm/min) | 0,5 x 0,3 |
| Bakeer et al. (1998a) | Fino | Campo | Sem | E | 7,3 x 2,1 |
| Bakeer et al. (1998b) | Granular | Laboratório | Sem | VC (2,9mm/min) | 0,61 x 0,61 |
| Bonczikewicz et al. (1988) | Granular e fino | Laboratório | Com | VC (1mm/min) | 1,07 x 0,53 |
| Chang et al. (1995) | Granular e fino | Laboratório | Sem | VC (1mm/min) | 0,4 x 0,5 |

| | | | | | |
|-------------------------|-----------------|-------------|-----|---------------------|-------------|
| Espinosa e Mañas (2002) | Granular e fino | Laboratório | Sem | VC (1,33mm/min) | 1,0 x 0,6 |
| Fannin e Raju (1993) | Granular | Laboratório | Sem | VC (0,25 a 1mm/min) | 0,965 x 0,5 |
| Sayão et al. (1999) | Granular e Fino | Campo | Sem | E | 1,8 x 1,8 |
| Farrag et al. (1993) | Granular | Laboratório | Com | VC (2 a 20mm/min) | 0,92 x 0,3 |

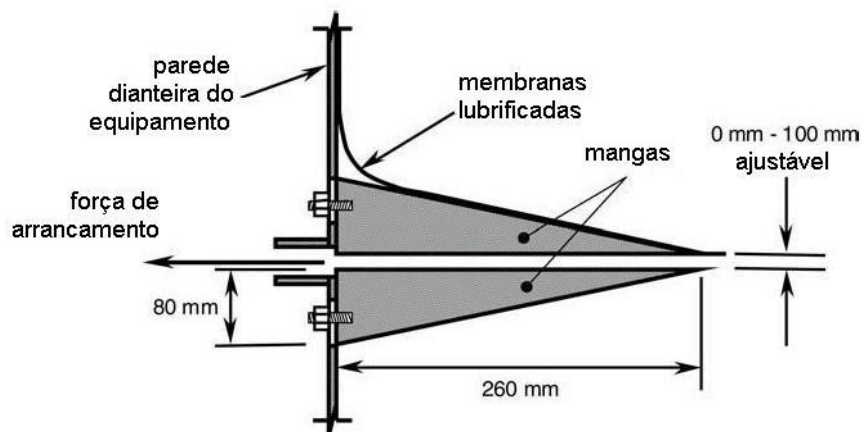


Figura 64 - Detalhe da manga, segundo Perkis e Edens (2002).

3.5. Fatores que influenciam a resistência ao arrancamento

3.5.1. Influência da parede frontal

Sugimoto et al. (2001) realizaram uma série de ensaios para investigar a influência da rigidez da parede frontal nos ensaios de arrancamento de geogrelhas em solo arenoso. Os autores desenvolveram um equipamento no qual a parede frontal conta com bolsas de ar comprimido. Desta forma é possível realizar ensaios onde a parede frontal é rígida (não admite deslocamentos) ou flexível, com tensão horizontal constante garantida pelo ar comprimido. O aparelho não apresenta manga. Os deslocamentos internos da areia foram monitorados por

raios-X e os deslocamentos das geogrelhas por *tell-tales*. Além da condição de contorno do faceamento, foram variadas a densidade da areia, a tensão vertical e a rigidez da geogrelha.

As conclusões obtidas pelos autores demonstram claramente que a rigidez da face influencia a mobilização da resistência ao arrancamento. Nos ensaios com face rígida, há uma maior concentração de tensões e deformações no trecho inicial da geogrelha. Nos ensaios com face flexível, as deformações são mais distribuídas ao longo da geogrelha. Segundo os autores, as diferenças na distribuição das deformações podem induzir à subestimativa do comprimento de ancoragem necessário, quando utilizados ensaios com parede rígida. Os autores também constataram que estes efeitos foram mais pronunciados nos ensaios com maior densidade, menor rigidez da geogrelha e maior tensão vertical.

A Figura 65 apresenta as distribuições de deformações e deslocamentos, ao longo do reforço, obtidos por Sugimoto et al. (2001), para geogrelhas biaxiais com resistência à tração máxima de 17,7kN/m, em ensaios com face rígida ou flexível.

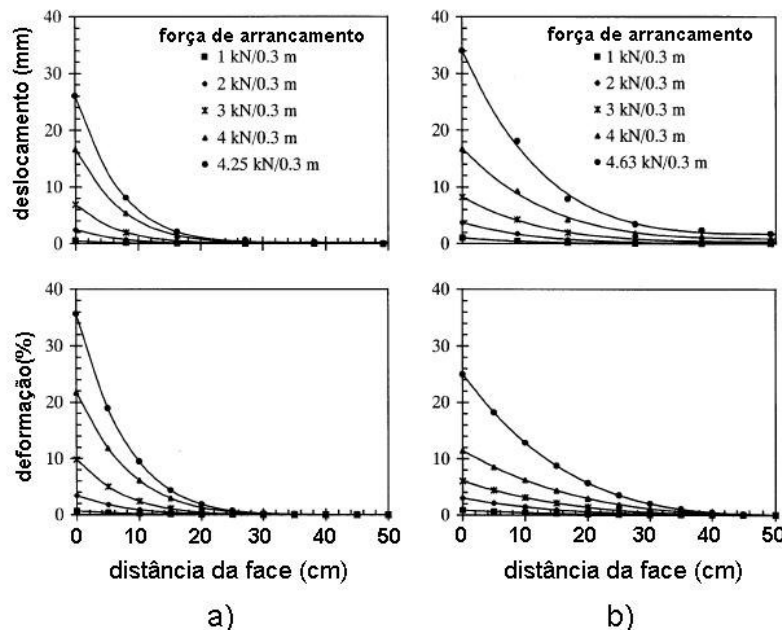


Figura 65 - Distribuições de deslocamentos e deformações para ensaios de arrancamento em equipamento com a) face rígida e b) face flexível (Sugimoto et al., 2001).

Em ambos os casos foi utilizada areia com densidade relativa de 70% e tensão vertical de 49kPa. Pode-se observar que, para qualquer nível de força de arrancamento, nos ensaios com face rígida, os deslocamentos e deformações são menores e mais concentrados junto à face.

De maneira a evitar a influência da rigidez da parede frontal do equipamento de arrancamento, vários autores têm optado pelo uso de mangas metálicas, semelhantes à apresentada na Figura 64. As mangas foram utilizadas em aproximadamente 1 em cada 4 trabalhos citados na Tabela 5. A norma alemã DIN EN 13738 sugere a utilização de mangas com comprimento de 20cm nos ensaios de arrancamento.

Farrag et al. (1993) realizaram ensaios de arrancamento sem manga e com mangas de 20,0 e 30,5cm. Foi utilizada areia grossa, compacta, sob tensão vertical de 48kPa e amostras de geogrelha com comprimento de 1m. A velocidade de ensaio foi mantida constante e igual a 20mm/min. Os autores observaram, por meio de células de pressão total, que, à medida em que a geogrelha é arrancada, desenvolvem-se tensões horizontais crescentes contra a parede do equipamento, resultando em aumento aparente da resistência ao arrancamento. Quanto maior o comprimento da manga, menores as tensões horizontais observadas. Os ensaios com mangas de 20,0 e 30,5cm apresentaram resistências ao arrancamento de, respectivamente, 80% e 65% do valor obtido no ensaio sem manga.

Outra maneira de reduzir a influência da parede frontal do equipamento é cobri-la com membranas engraxadas, para minimizar o atrito com o solo. Segundo Palmeira (2004), esta técnica é bastante efetiva.

3.5.2. Influência da rigidez do reforço

Segundo Sayão et al. (1999), em ensaios de arrancamento com geogrelhas extensíveis, ocorre uma distribuição não uniforme das deformações e dos deslocamentos ao longo da geogrelha. Os valores de deformação, deslocamento e, portanto, atrito mobilizado são máximos próximo à garra e diminuem ao longo da geogrelha até a extremidade livre, onde podem ser nulos.

Mallick et al. (1996), também destacam que a extensibilidade dos geossintéticos resulta em uma distribuição não uniforme das deformações e tensões nos ensaios de arrancamento, tornando a interpretação difícil. Uma consequência importante desta não uniformidade é que a resistência ao arrancamento passa a depender do comprimento da amostra ensaiada. A variação da rigidez também afeta o padrão de ruptura dos ensaios. Quanto mais rígidas forem as geogrelhas, maior a tendência de ruptura por deslizamento na interface solo-geossintético e movimento da amostra como um corpo rígido.

Por outro lado, em ensaios com geogrelhas de baixa rigidez, frequentemente observa-se que o trecho final da amostra não apresenta nenhum deslocamento ao mesmo tempo em que ocorre ruptura por deslizamento na interface nos trechos iniciais da amostra.

Nos ensaios de arrancamento realizados por Sugimoto et al. (2001) foram utilizadas duas geogrelhas com valores de rigidez diferentes. A Figura 66 apresenta a distribuição de tensões de aderência, calculadas segundo o método proposto pelos autores, ao longo do comprimento das geogrelhas, para uma carga de tração de 6,7kN/m. Pode-se observar que as tensões mobilizadas na interface da geogrelha SR-55, mais rígida, são bem mais distribuídas e menos variáveis ao longo do comprimento que na geogrelha SS-1, mais flexível.

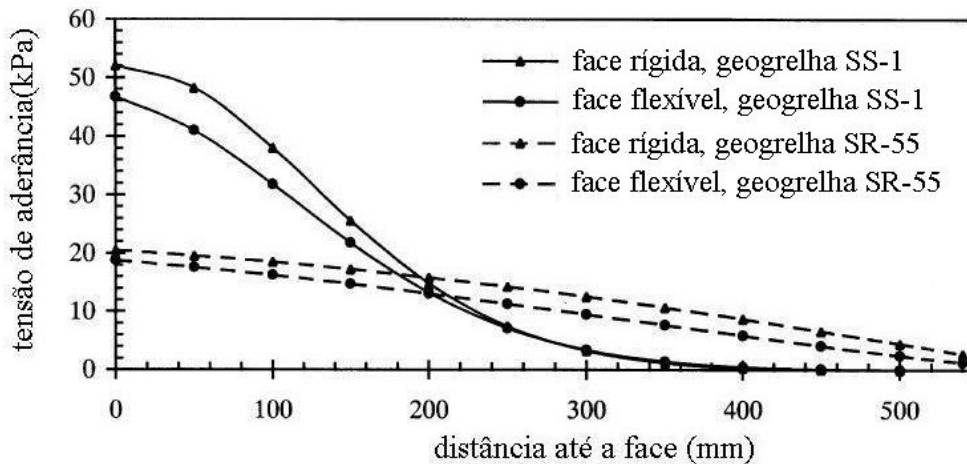


Figura 66 - Distribuição de tensões de aderência ao longo das geogrelhas para diferentes valores de rigidez (adaptado de Sugimoto et al., 2001).

3.5.3. Influência da velocidade de ensaio

Um importante fator que pode influenciar os resultados de ensaios de arrancamento é a velocidade de ensaio. Além de afetar o desenvolvimento de excessos de poro-pressão em solos argilosos, a velocidade de ensaio pode alterar o valor de resistência ao arrancamento medida e a distribuição das deformações na amostra, mesmo em solos granulares.

A maioria dos autores citados na Tabela 5 empregou velocidades em torno de 1mm/min. A norma alemã DIN EN 13738 preconiza o uso de velocidade de $2\pm 0,2$ mm/min em ensaios de arrancamento em solos granulares.

Farrag et al. (1993) realizaram ensaios de arrancamento de geogrelhas em solos granulares para verificar o efeito da velocidade na resistência ao arrancamento. Os autores empregaram velocidades de 2, 6, 10 e 20mm/min e observaram que, para o solo e a geogrelha estudados, o aumento de velocidade de 2 para 20mm/min gerou um decréscimo de resistência de 25%. Também foi observado que, nos ensaios mais rápidos, as amostras sofrem menos deformações ao longo do comprimento. Segundo os autores, deformações menores acarretam uma maior contribuição da parcela de atrito, tendo em vista que a resistência passiva mobilizada contra os elementos transversais leva a um aumento da resistência ao arrancamento e, portanto, maiores deformações.

Pode-se observar, na Figura 67a), que o aumento da velocidade de ensaio provoca uma diminuição significativa na resistência ao arrancamento medida. Na Figura 67b) observa-se que o aumento da velocidade induz deslocamentos maiores e mais distribuídos. As deformações, entretanto, diminuem.

Mallick et al. (1996) também afirmam que a resistência ao arrancamento diminui com o aumento da velocidade de ensaio.

Palmeira (2004) ressalta que a velocidade deve ser levada em consideração para uma interpretação correta dos resultados dos ensaios de arrancamento. O autor desenvolveu um modelo para interpretação de ensaios de arrancamento, considerando a geometria da geogrelha, a relação tensão-deformação-tempo e a resistência ao arrancamento dos membros transversais em isolamento. O autor observou que, segundo as previsões do modelo, para maiores velocidades, a geogrelha se comporta de maneira mais rígida, observando-se ruptura da interface

ao longo de toda a amostra. As deformações diminuem com o aumento da velocidade, de forma similar ao observado por Farrag et al. (1993). A resistência ao arrancamento, entretanto, aumentou aproximadamente 9% com o aumento da velocidade.

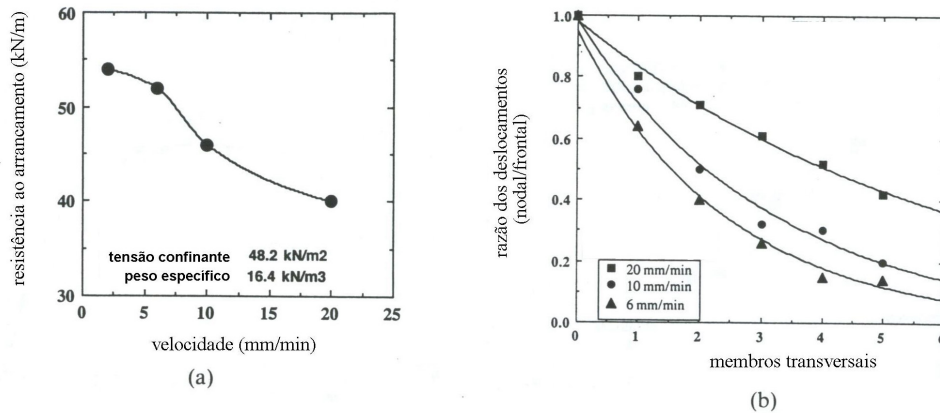


Figura 67 - Influência da velocidade nos ensaios de arrancamento: a) resistência ao arrancamento e b) deslocamentos ao longo do reforço, segundo Farrag et al. (1993).

Comportamento semelhante também foi observado por Lopes e Ladeira (1996), em ensaios de arrancamento com geogrelhas em solos granulares. O aumento da velocidade de 1,8 para 22mm/min acarretou um aumento da resistência ao arrancamento da ordem de 30%. Por outro lado, os deslocamentos induzidos pela deformação ao longo do reforço mostram uma tendência de redução com o crescimento da velocidade. Os autores concluem que o aumento da resistência ao arrancamento que ocorre quando a velocidade cresce é função do incremento na rigidez do reforço, e não do incremento na resistência da interface solo-reforço. Outro fator responsável pelo aumento da resistência ao arrancamento seria a redução da capacidade de rearranjo da estrutura do solo devido ao aumento da velocidade de ensaio.

A Figura 68 apresenta a relação entre resistência ao arrancamento e velocidade de ensaio observada por Lopes e Ladeira (1996).

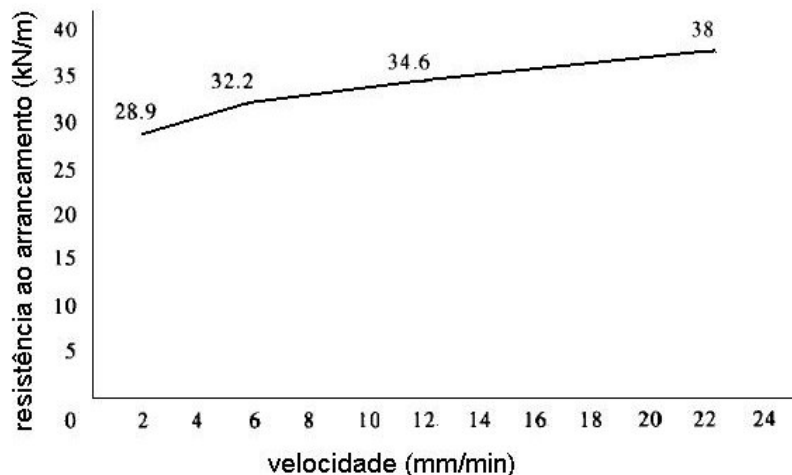


Figura 68 - Influência da velocidade nos ensaios de arrancamento (Lopes e Ladeira, 1996).

Evidentemente, a velocidade ideal para um ensaio de arrancamento seria igual a que se espera ocorrer no campo. Entretanto, os carregamentos de campo geralmente são aplicados lentamente aos reforços, o que levaria a ensaios muito demorados. Cabe ressaltar que, se a resistência ao arrancamento diminuir com o aumento da velocidade, as velocidades de ensaio empregadas usualmente acarretariam uma avaliação subestimada da resistência ao arrancamento, o que estaria a favor da segurança. Por outro lado, se a resistência aumentar com o aumento da velocidade, os ensaios usuais tenderão a superestimar a resistência ao arrancamento, contra a segurança.

O tema demanda estudos mais aprofundados, inclusive com a avaliação de solos argilosos e reforços com diferentes relações tensão-deformação-tempo.

3.5.4. Influência da tensão normal

A influência da tensão normal (ou vertical) na resistência ao arrancamento foi estudada por diversos pesquisadores, dentre eles Bonckiewicz et al. (1988), Lentz e Pyatt (1988), Farrag et al (1993), Lopes e Ladeira (1996), Sieira (2003) e Palmeira (2004).

Todos os autores observaram que a resistência ao arrancamento cresce com o aumento da tensão normal. A razão de crescimento varia de acordo com o tipo

de geogrelha e solo ensaiados. Palmeira (2004) afirma também que, quanto maior a tensão normal, mais aparentemente extensível será o comportamento da geogrelha e menos uniforme será a distribuição de deformações ao longo do comprimento.

Lentz e Pyatt (1988) realizaram ensaios de arrancamento com geogrelhas em diferentes solos granulares, observando uma relação aproximadamente proporcional entre a resistência ao arrancamento e a tensão normal. A Figura 69 apresenta os resultados obtidos pelos autores.

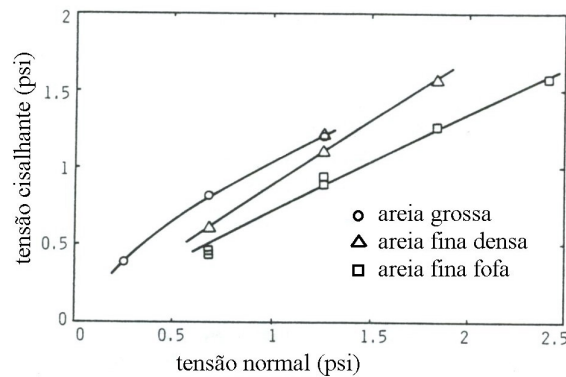


Figura 69 - Influência da tensão normal em ensaios de arrancamento de geogrelhas em solos granulares (Lentz e Pyatt, 1988).

Pode-se observar que, para a areia grossa, a envoltória apresenta certa curvatura, indicando que, para maiores tensões, não haverá mais proporcionalidade.

Farrag et al. (1993) também observaram que o aumento na tensão normal induz maiores resistências ao arrancamento. Os autores ressaltam o fato de que o aumento da tensão confinante reduz a tendência de dilatância do solo granular mas, em compensação, aumenta a resistência passiva do solo contra os elementos transversais. Evidentemente, o atrito também cresce e estes fatores conjugados levam a um crescimento da resistência ao arrancamento. Também foi observado que o aumento da tensão normal restringiu os deslocamentos da geogrelha, gerando concentração de deformações próximo ao ponto de aplicação do carregamento. A resistência mobilizada tornou-se maior no início da amostra e menor no final, reduzindo assim o comprimento de ancoragem necessário. A Figura 70a) apresenta a influência da tensão normal na resistência ao

arrancamento e a Figura 70b) mostra os deslocamentos mobilizados ao longo da amostra para as três tensões verticais ensaiadas.

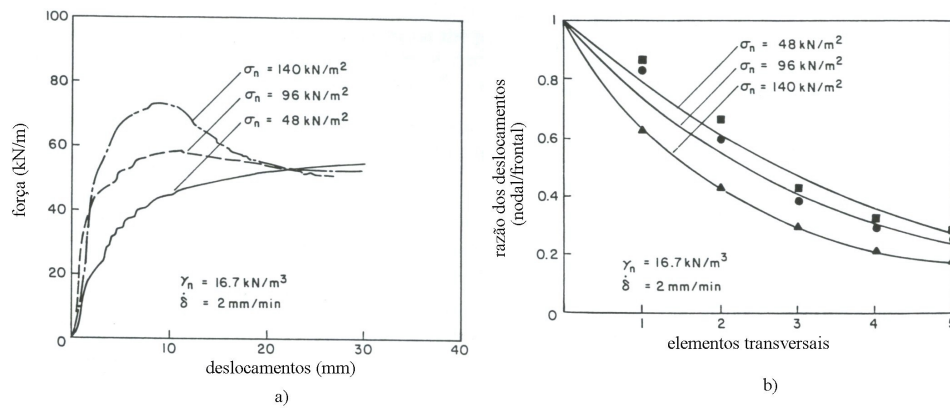


Figura 70 - Influência da tensão normal na a) resistência ao arrancamento e b) distribuição de deslocamentos ao longo da amostra (Farrag et al., 1993).

Lopes e Ladeira (1996) obtiveram resultados semelhantes aos de Farrag et al. (1993), mas observaram que a relação não é proporcional. Definindo-se um fator de aderência f , conforme segue, os autores observaram que o mesmo decresce com o aumento da tensão normal, segundo indicado na Tabela 6.

$$f = \frac{\tau}{\sigma'_n \cdot \tan \phi} \quad (3.1)$$

Onde:

- f fator de aderência;
- τ tensão tangencial na interface;
- σ'_n tensão normal na interface.

Sieira (2003) e Palmeira (2004) também observaram crescimento da resistência ao arrancamento com o aumento da tensão normal. Sieira (2003) ressalta que, para valores elevados de tensão normal, ocorre ruptura por tração da geogrelha antes do arrancamento. Neste caso, atinge-se o limite do crescimento da resistência ao arrancamento que é a própria resistência à tração da amostra. A autora ressalta que, enquanto não ocorre ruptura por tração, a relação entre tensão normal e resistência ao arrancamento é aproximadamente proporcional.

Tabela 6 – Influência da tensão normal (Lopes e Ladeira, 1996).

| Tensão normal (kPa) | Máxima força de arrancamento (kN/m) | Fator de aderência |
|---------------------|-------------------------------------|--------------------|
| 26,0 | 21,9 | 0,643 |
| 46,7 | 32,2 | 0,564 |
| 68,5 | 35,6 | 0,483 |
| 87,8 | 45,0 | 0,450 |

A Figura 71 apresenta a variação da resistência ao arrancamento em relação à tensão normal.

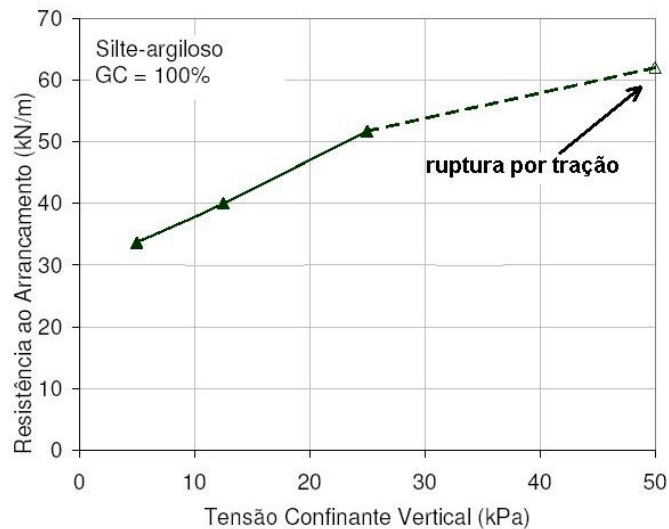


Figura 71 – Variação da resistência ao arrancamento em função da tensão normal, para solo silte argiloso (adaptado de Sieira, 2003).

3.5.5. Influência da densidade relativa e dos parâmetros do solo

A densidade relativa dos solos granulares afeta sua resistência e deformabilidade assim como a resistência da interface solo-geogrelha. Lopes e Ladeira (1996) constataram que, de maneira geral, o aumento da densidade relativa do solo provoca acréscimo na resistência ao arrancamento das geogrelhas

ensaiadas e diminuição dos deslocamentos. O comprimento de ancoragem necessário é, portanto, reduzido.

Farrag et al. (1993) realizaram ensaios de arrancamento em solo granular compactado até três pesos específicos diferentes: 15,7, 16,4 e 16,7kN/m³, sob tensão normal de 48,2kPa. Os autores observaram que o aumento da densidade relativa conduziu a uma concentração de tensões e deformações próximo ao ponto de aplicação do carregamento, similar ao efeito gerado pelo acréscimo de tensão vertical.

A Figura 72 apresenta a distribuição dos deslocamentos ao longo das amostras ensaiadas. No eixo das ordenadas é representada a razão entre o deslocamento medido em cada nó e o deslocamento frontal da amostra. No eixo das abcissas é representado o comprimento da amostra, representado pela posição dos nós existentes. Cabe ressaltar que um nó é o ponto de encontro entre um elemento longitudinal e um transversal. Pode-se observar que o aumento do peso específico e, portanto, da densidade relativa, conduziu a uma maior concentração dos deslocamentos próximo à face.

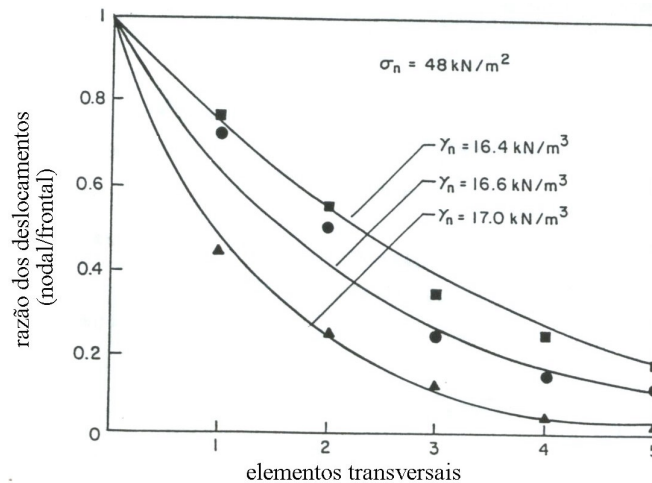


Figura 72 – Efeito do peso específico no comportamento de arrancamento de geogrelhas em areia (Farrag et al., 1993).

Sugimoto et al. (2001) perceberam efeitos semelhantes aos constatados por Farrag et al. (1993) em relação à influência da densidade relativa no comportamento de arrancamento. Os autores consideram que a causa do fenômeno é o aumento do ângulo de atrito decorrente do aumento da densidade relativa do solo.

Cabe ressaltar que o acréscimo do ângulo de atrito aumenta as parcelas de resistência passiva e por atrito simultaneamente.

3.6. Modelos para previsão e interpretação de ensaios de arrancamento

Diversos autores propuseram métodos para interpretação e previsão do comportamento de geogrelhas em ensaios de arrancamento. A seguir são abordados sucintamente alguns destes métodos.

A magnitude da resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geossintético depende do tipo de reforço (Farrag et al., 1993). No caso das geogrelhas, a mobilização da resistência ao arrancamento ocorre inicialmente devido ao atrito e à adesão superficial, que necessitam de pequenos deslocamentos para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva dos elementos transversais é mobilizada posteriormente, e ocorre para maiores deslocamentos.

Segundo Jewell et al. (1984), a resistência ao arrancamento de uma geogrelha em solo não coesivo pode ser definida como segue:

$$T_{po} = T_1 + T_2 + T_3 = 2 \cdot A_L \cdot \sigma'_n \cdot \tan\delta + 2 \cdot A_T \cdot \sigma'_n \cdot \tan\delta + A_B \cdot \sigma'_n \cdot N_q \quad (3.2)$$

$$N_q = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\left[\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \tan\phi\right]} \quad (3.3)$$

Onde:

T_{po} resistência máxima ao arrancamento;

T_1 máxima resistência de atrito nos elementos longitudinais;

T_2 máxima resistência de atrito nos elementos transversais;

T_3 máxima resistência passiva do solo contra os elementos transversais;

A_L área lateral dos elementos longitudinais;

A_T área lateral dos elementos transversais;

A_B área da seção transversal dos elementos transversais;

- σ'_n tensão normal atuante no plano da geogrelha;
 δ ângulo de atrito da interface;
 N_q fator de capacidade de carga.

Uma característica interessante da Equação 3.2 é que a resistência ao arrancamento seria diretamente proporcional à tensão normal, para solos coesivos.

Caso o solo seja coesivo, as parcelas de T_1 e T_2 devem incluir o efeito da coesão nas áreas dos elementos longitudinais e transversais. A parcela de resistência passiva pode ser definida como segue (Bergado et al., 1993):

$$T_3 = (c'N_c + \sigma'_n \cdot N_q) \cdot A_B \quad (3.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \alpha \phi \quad (3.5)$$

Onde:

N_c fator de capacidade de carga.

O modelo adotado por Jewell et al. (1984) pressupõe ruptura por puncionamento do solo que resiste aos elementos transversais, conforme indicado na Figura 73.

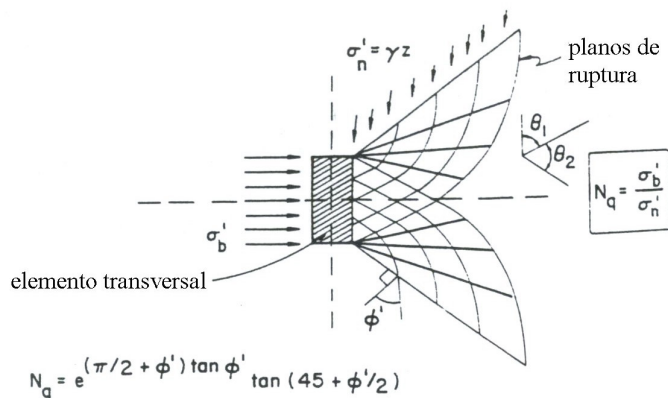


Figura 73 – Mecanismo de ruptura por puncionamento dos elementos transversais da geogrelha em ensaios de arrancamento (Jewell et al., 1984).

Peterson e Anderson (1980) propõem um modelo que considera ruptura generalizada do solo em frente ao elemento transversal, como a que ocorre em um

elemento de fundação, ao invés de ruptura por puncionamento, conforme apresentado na Figura 74. Segundo os autores, o valor de N_c deve ser calculado segundo a Equação 3.5. N_q , entretanto, deve ser calculado como segue:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{[\pi \cdot \tan \phi]} \quad (3.6)$$

Bergado et al. (1993) afirmam que os valores de resistência passiva calculados a partir das hipóteses propostas por Peterson e Anderson (1980) e Jewell et al. (1984) representam os limites superior e inferior para a resistência passiva do solo.

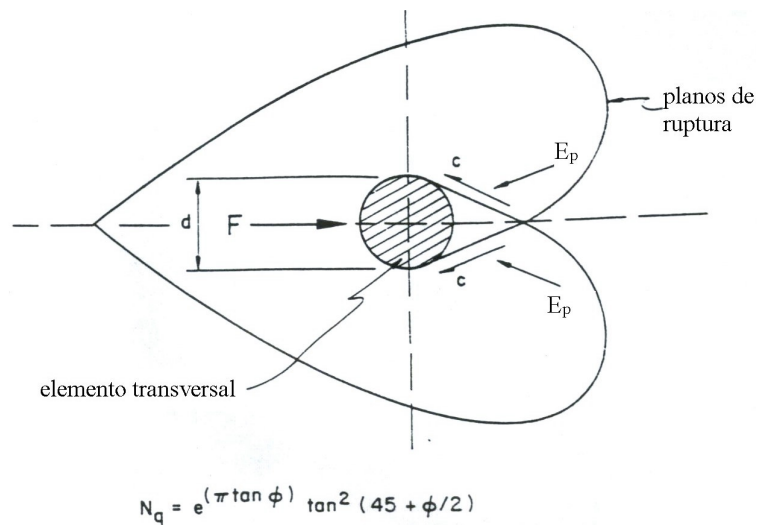


Figura 74 – Mecanismo de ruptura generalizada dos elementos transversais da geogrelha em ensaios de arrancamento (Peterson e Anderson, 1980).

Wilson-Fahmy et al. (1994) salientam que a Equação 3.2 refere-se somente à condição de ruptura por arrancamento, ou seja, para a máxima resistência ao arrancamento. Para carregamentos menores que o necessário para o arrancamento, o comportamento depende do grau de mobilização de cada uma das parcelas. Estes graus de mobilização são função das propriedades da geogrelha e do solo e do nível de carregamento.

Tendo em vista as grandes diferenças entre as geogrelhas existentes, por exemplo, tamanho das aberturas, rigidez, resistência, tipo de polímero e método de união entre os elementos, Wilson-Fahmy e Koerner (1993) propõem um

modelo de comportamento, para solicitação de arrancamento, de uma geogrelha genérica. Os autores apresentam uma formulação unidimensional e incremental para implementação pelo método dos elementos finitos que simula a resposta não linear que as geogrelhas apresentam sob solicitação de arrancamento. É empregada uma função polinomial para representar as características de força-deformação dos elementos longitudinais, da forma seguinte:

$$T = a_1 \cdot \varepsilon + a_2 \cdot \varepsilon^2 + a_3 \cdot \varepsilon^3 + \dots \quad (3.7)$$

Onde:

- T força de tração nos elementos longitudinais;
- a_n constantes polinomiais;
- ε deformação axial.

Três modelos são incorporados para representar a deformação dos membros transversais, dependendo da rigidez dos mesmos. No caso de membros flexíveis e longos, assume-se que a deformada é uma parábola. As forças transmitidas aos nós dependem da rigidez do material, do comprimento dos membros transversais e da flecha máxima do membro, que é função do deslocamento da geogrelha.

Se os membros transversais forem muito rígidos e curtos, pode-se assumir que não há deformações e, no caso de rigidez intermediária, os autores propõem modelar a deformação dos membros transversais como vigas.

A curva tensão cisalhante vs. deslocamento da interface é representada por uma função hiperbólica, obtida através de ajuste dos resultados de ensaios de cisalhamento, expressa por:

$$\tau = \frac{\rho}{(a + b \cdot \rho)} \quad (3.8)$$

Onde:

- τ tensão cisalhante na interface solo-geogrelha;
- a, b constantes;
- ρ deslocamento da interface.

A partir do modelo proposto é possível retroanalisar os resultados de ensaios de arrancamento, determinando, para qualquer momento do ensaio, as parcelas de

contribuição do atrito nos membros longitudinais, nos membros transversais e da resistência passiva.

Wilson-Fahmy et al. (1994) analisaram ensaios de arrancamento em três modelos de geogrelha, com base no modelo proposto por Wilson-Fahmy e Koerner (1993). Os resultados obtidos demonstram claramente a influência das características individuais de cada geogrelha na mobilização da resistência ao arrancamento. A Tabela 3.3 apresenta as características principais das geogrelhas ensaiadas.

Pode-se observar, na Figura 75, as componentes de resistência ao arrancamento mobilizadas durante ensaios com amostras de 0,31m de comprimento. O eixo das abcissas representa a razão força de arrancamento em um dado momento (T) pela força máxima de arrancamento, ou resistência ao arrancamento (T_{po}). No eixo das ordenadas está representada a contribuição percentual de cada componente da força de arrancamento. O comportamento da geogrelha durante o ensaio de arrancamento depende predominantemente do tipo, estrutura, geometria, rigidez e deformabilidade da geogrelha em questão. De forma geral, pode-se afirmar que a mobilização da resistência passiva é mais demorada que a resistência por atrito.

No caso da geogrelha A, que tem membros transversais rígidos, desde o início do ensaio ocorre mobilização da resistência passiva e por atrito nos membros. Nas geogrelhas B e C, a resistência inicial nos membros transversais, que são flexíveis, é nula. Conforme o ensaio prossegue a importância da resistência passiva aumenta e, eventualmente, supera a contribuição do atrito nos membros longitudinais. A rápida mobilização da resistência passiva na geogrelha B pode ser explicada, segundo os autores, pela sua geometria, com membros transversais curtos em relação à geogrelha C.

Cabe ressaltar que a amostra de geogrelha B possui 14 membros transversais ao longo do seu comprimento, enquanto a geogrelha A possui somente 2, conforme pode-se constatar na Tabela 7. Esta é, provavelmente, a razão da mobilização de resistência passiva na geogrelha A ser inferior à mobilização na B, apesar de ter sido considerada rigidez infinita nos membros daquela.

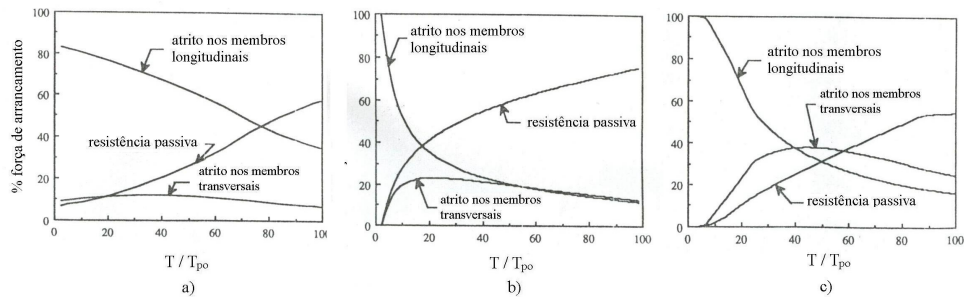


Figura 75 – Estimativa das parcelas da resistência ao arrancamento: a) geogrelha A, b) geogrelha B e c) geogrelha C (Wilson-Fahmy et al., 1994).

Para as três geogrelhas estudadas, os resultados obtidos concordam com Farrag et al. (1993), ou seja, os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência passiva nos elementos transversais são maiores que os necessários para mobilizar a resistência por atrito nos elementos longitudinais.

Tabela 7 – Características das geogrelhas (Wilson-Fahmy et al., 1994).

| Parâmetro | Geogrelha A | Geogrelha B | Geogrelha C |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Resistência à tração (kN/m) | 101,7 | 48,5 | 36,2 |
| Rigidez secante longitudinal ($\epsilon=5\%$), (kN/m) | 1220 | 328 | 205 |
| Rigidez secante transversal (kN/m) | Rígido | 12,7 | 9,8 |
| Comprimento membros longitudinais (mm) | 153,5 | 21,8 | 38,0 |
| Largura dos membros longitudinais (mm) | 8,5 | 3,1 | 4,1 |
| Espessura dos membros longitudinais (mm) | 2,0 | 1,1 | 1,0 |
| Comprimento membros transversais (mm) | 15,0 | 19,0 | 33,9 |
| Largura dos membros transversais (mm) | 16,5 | 4,0 | 7,5 |
| Espessura dos membros transversais (mm) | 5,8 | 1,2 | 1,0 |

Palmeira (2004) afirma que pode ocorrer interferência entre membros transversais, reduzindo a capacidade de carga dos mesmos. Isto ocorre por causa da rotação de tensões gerada à frente dos membros transversais, devido à mobilização da resistência passiva do solo, e principalmente pela região de baixas tensões que se forma atrás de cada membro transversal em deslocamento. Assim

que o membro transversal seguinte penetra na zona “amolecida” que ficou para trás do anterior, sua resposta carga-deslocamento degrada-se em comparação com a curva carga-deslocamento de um membro transversal isolado.

Segundo Palmeira (2004), quando a razão distância entre membros por espessura de membro aumenta, diminui a interferência. Para razões maiores que 40, em areia densa, os membros tendem a se comportar como se estivessem isolados.

A Figura 76 apresenta esquematicamente a mobilização da resistência ao arrancamento, juntamente com os fenômenos de interferência entre membros transversais e rotação de tensões.

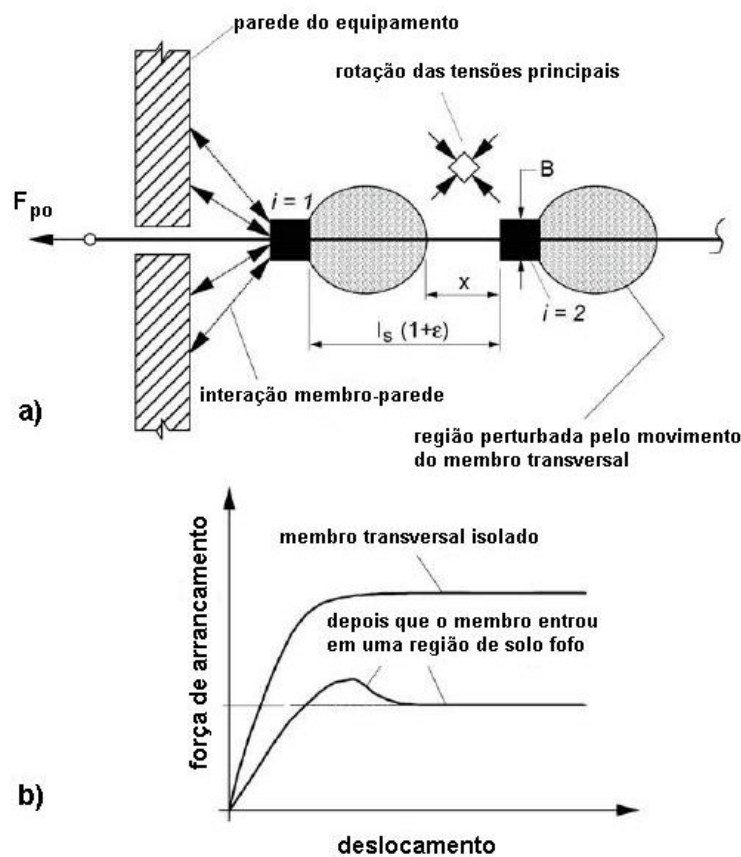


Figura 76 – Mobilização de resistência ao arrancamento: a) interação entre membros transversais e b) redução da resistência passiva contra o membro transversal devido à região de solo fofa (Palmeira, 2004).

Cabe ressaltar que a hipótese de independência entre as parcelas de resistência devido ao atrito e resistência passiva do solo, adotada implicitamente pela Equação 3.2, não é satisfeita devido à rotação de tensões.

3.7. Parâmetros de resistência da interface

A obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-reforço é indispensável para o projeto de estruturas de solo reforçado.

Os ensaios de arrancamento em geogrelhas podem ser utilizados para obtenção destes parâmetros. Na abordagem tradicional do problema, considera-se uma tensão cisalhante atuando na interface, igual a:

$$\tau = \frac{T_{po}}{2 \cdot B \cdot L} \quad (3.9)$$

Onde:

- τ tensão cisalhante na interface solo-geogrelha;
- T_{po} resistência máxima ao arrancamento;
- B largura da amostra;
- L comprimento da amostra.

Repetindo-se os ensaios e a análise para um mínimo de três tensões normais diferentes, obtêm-se uma envoltória de resistência à qual pode-se ajustar um critério de ruptura de Mohr-Coulomb, obtendo-se:

$$\tau = a + \sigma_n \cdot \tan \delta \quad (3.10)$$

Onde:

- a adesão solo-geogrelha;
- δ ângulo de atrito solo-geogrelha.

Esta interpretação parte da hipótese que a envoltória de ruptura é linear e que as tensões cisalhantes distribuem-se igualmente ao longo de toda a amostra.

Ochiai et al. (1996) referem-se ao método clássico como “método da área total” e salientam que ele apresenta resultados razoáveis para os casos em que a geogrelha é completamente deslocada com poucas deformações. Estas condições tendem a ocorrer com geogrelhas de alta rigidez, em baixas tensões normais e solos de baixa resistência.

Porém, nos casos em que uma parte do comprimento da geogrelha não é mobilizada, o uso do método da área total subestima a tensão cisalhante. Nestes casos, a curva força de arrancamento vs. tensão vertical não é linear e os autores propõem o uso do “método da área efetiva”, expresso por:

$$\tau_{\text{méd}} = \frac{T_{\text{po}} - T_r}{2 \cdot B \cdot L_T} \quad (3.11)$$

Onde:

- $\tau_{\text{méd}}$ tensão cisalhante média na interface;
- $T_{\text{po}} - T_r$ força efetiva atuante no comprimento L_T ;
- L_T comprimento efetivo.

Segundo Ochiai et al. (1996), o método permite determinar valores mais razoáveis de tensão cisalhante, por considerar o comprimento realmente mobilizado da amostra. Entretanto, ao contrário do método anterior, neste é indispensável a medição dos deslocamentos ao longo da amostra.

A determinação de T_r e L_T é feita a partir da curva força de arrancamento vs. comprimento da geogrelha, conforme representado na Figura 77a). Na Figura 77b) estão representadas as envoltórias de resistência ao arrancamento obtidas pelos dois métodos.

Anteriormente ao trabalho de Ochiai et al. (1996), Bonczkiewicz et al. (1988) propuseram um método semelhante, denominado “método da área corrigida”, no qual consideravam somente a área da amostra na qual ocorriam deslocamentos mensuráveis durante o ensaio.

Bonczkiewicz et al. (1988) aplicaram o método a ensaios de arrancamento realizados com vários tipos de geossintéticos, dentre os quais uma geogrelha de polipropileno com resistência à tração de 18,6kN/m, alongamento máximo de 12% e aberturas de 25x37mm.

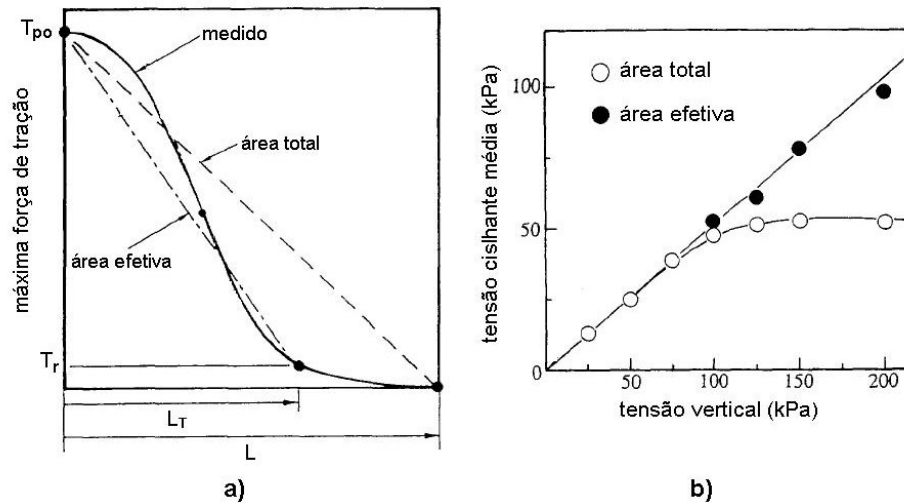


Figura 77 – Método da área efetiva: a) esquema para determinação de T_r e L_T e b) envoltórias de resistência ao arrancamento (adaptado de Ochiai et al., 1996).

Os resultados são apresentados na Figura 78. Não foi possível arrancar totalmente as amostras pois ocorreram rupturas por tração, antes que toda a amostra entrasse em movimento. O método da área corrigida transforma a envoltória curvilínea em retilínea.

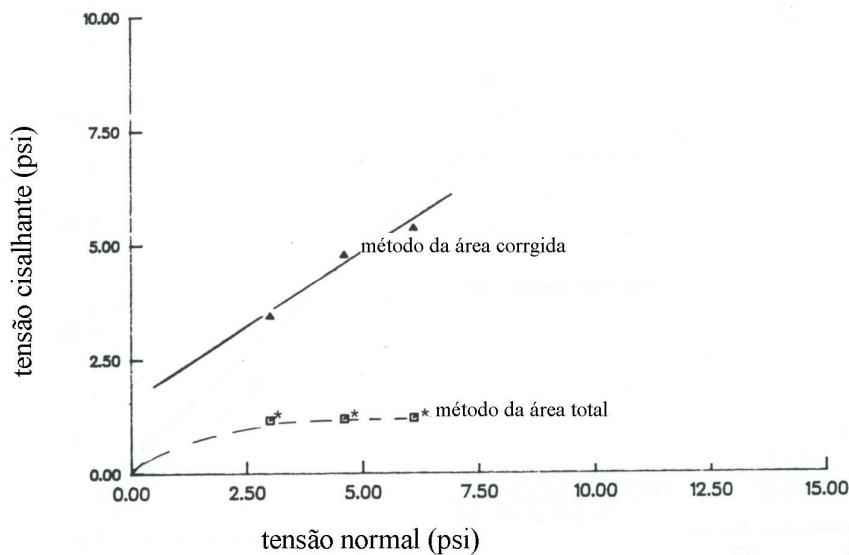


Figura 78 – Aplicação do método da área corrigida a ensaios de arrancamento em geogrelha (Bonczkiewicz et al., 1988).

Entretanto, cabe ressaltar que a envoltória retilínea não passa pela origem, apresentando uma parcela de adesão não nula. Os autores acreditam que a causa

pode estar relacionada à resistência passiva que se desenvolve contra os membros transversais, pois os geotêxteis e os elementos de tiras ensaiados não apresentaram o fenômeno.

Christopher et al. (1990) recomendam a utilização da seguinte expressão para determinar a resistência ao arrancamento:

$$T_{po} = 2 \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot F^* \cdot \alpha \cdot R_c \quad (3.12)$$

Onde:

F^* fator de resistência ao arrancamento;

α fator de correção de efeito escala;

R_c relação entre área dos membros transversais e a área total da geogrelha.

O termo $F^* \cdot \alpha$ pode ser determinado a partir de ensaios de arrancamento realizados com os materiais que se deseja estudar, ou, alternativamente, estimado a partir de valores tabelados. Holtz et al. (1998) sugerem os valores listados na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores típicos para os fatores F^* e α , segundo Holtz et al. (1998).

| Tipo de reforço | F^* | α |
|-----------------|-----------------------|----------|
| Geogrelha | $0,80 \cdot \tan\phi$ | 0,8 |
| Geotêxtil | $0,67 \cdot \tan\phi$ | 0,6 |

A equação 3.12 pode ser normalizada definindo-se valores de F^* e α em função dos tipos de reforço e solo empregados. A resistência ao arrancamento de cada geogrelha de muro projetado dependerá somente da tensão vertical e do comprimento de ancoragem.

Esta abordagem é, evidentemente, uma simplificação do problema. Conforme citado anteriormente, nem sempre é possível aumentar a resistência ao arrancamento pelo simples aumento do comprimento do reforço, devido à

distribuição não uniforme de deformações no reforço e ao limite de sua resistência à tração.

Comparando-se as Equações 3.9 e 3.12 percebe-se que termo $F^* \cdot \alpha$ equivale à tensão cisalhante que atua na interface. Sayão et al. (2002) realizaram ensaios de arrancamento de geogrelhas em solo arenoso fofo. A Figura 79 apresenta os resultados obtidos pelos autores para uma geogrelha bi-orientada de polipropileno, com aberturas de 34x27mm, resistência à tração de 40kN/m e alongamento de 11% na ruptura. O fator F corresponde à razão entre a tensão cisalhante que atua na interface e a tensão normal. Para a constante, as variações de F e F^* são proporcionais. Pode-se perceber claramente, na Figura 3.26, que F depende da tensão vertical.

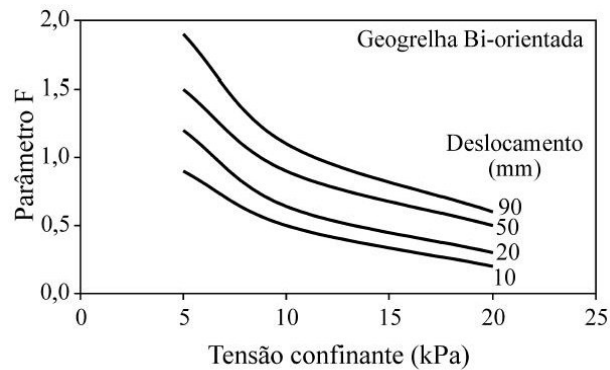


Figura 79 – Estimativa do fator F em ensaios de arrancamento (Sayão et al., 2002).