

PROBLEMAS EM FUNDAÇÕES E SPT



9

José Carlos A. Cintra

Neste capítulo introdutório comentaremos alguns problemas ocorridos em fundações que se tornaram históricos, a fim de deduzirmos lições proveitosas sobre o comportamento das fundações e também enfatizarmos o papel de conceitos aprendidos em Mecânica dos Solos. Por fim, apresentaremos uma recapitulação sobre o SPT.

1.1 CASOS HISTÓRICOS

Inicialmente, temos o caso relatado por Tschebotarioff (1978), sem menção à localização, do tombamento de silos cilíndricos de concreto armado, com 15 m de diâmetro e 23 m de altura, em decorrência da *ruptura* do solo de fundação (Fig. 1.1). Esse caso remete a uma das noções mais fundamentais de projeto de fundações: é necessário avaliar corretamente a *resistência* disponibilizada pelo maciço geotécnico para quantificar os níveis adequados de tensões a serem aplicados.



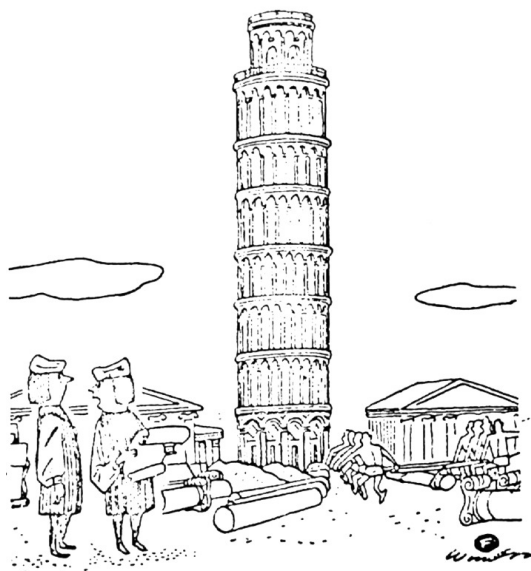
Fig. 1.1 Ruptura do solo de fundação de silos de concreto armado

Fonte: Tschebotarioff (1978).

Como segundo caso, citamos a Torre de Pisa, na Itália, célebre por sua inclinação. O edifício circular de mármore, com 294 degraus até a cúpula e altura de 55,9 m, levou quase 200 anos para ser construído, de 1173 a 1350. Sua base, com diâmetro externo de 15,5 m e interno de 7,4 m, está apoiada em fundação direta.

O solo situado sob a base circular da torre apresenta camadas alternadas de areia e argila. Em planta, ao longo dessa área circular, o comportamento do maciço geotécnico é heterogêneo, pois exhibe características de maior *deformabilidade* na região sul, o que não foi identificado antes da construção. Como resultado, a aplicação de uma tensão média uniforme de 0,5 MPa no solo provocou a ocorrência de *recalques* mais acentuados na região sul do que na norte (recalques diferenciais), gerando a inclinação da torre desde o início da sua construção.

Algumas tentativas de correção foram feitas ao longo do tempo, mas a inclinação evoluiu, produzindo um acréscimo de tensão na região sul, a mais deformável, o que agravou o problema. Em meados do século XX, o recalque da região norte era de 1,2 m, e o da região sul,



"Eu economizei um pouco na fundação,
mas ninguém nunca vai saber!"

Fig. 1.2 Charge sobre a inclinação da Torre de Pisa

Fonte: ASCE (1964 apud Lambe; Whitman, 1979).

de 3,0 m, resultando em um recalque diferencial de 1,8 m. Em 1990, a inclinação na direção sul atingia um ângulo de $5,5^\circ$ com a vertical e um desaprumo horizontal de 4,5 m, com a previsão de tombamento definitivo em duas décadas. Nesse ano, a torre foi interditada para reparação, que foi concluída em 2001. Entre outras providências, foi retirado solo do lado norte, reduzindo e estabilizando a inclinação em 4° e o desaprumo em 3,9 m.

O problema do projeto de fundação da Torre de Pisa foi criticado ironicamente em uma charge da American Society of Civil Engineers (ASCE), reproduzida na Fig. 1.2.

Sabemos que os recalques são inevitáveis, pois os maciços de solo são sempre deformáveis (os solos são bem mais deformáveis que o concreto, por exemplo: enquanto o módulo de elasticidade no concreto pode estar na casa de dezenas de GPa, nos solos ele varia em dezenas de MPa). As curvas tensão \times deformação obtidas por ensaios de resistência em corpos de prova, em laboratório,

INOVAÇÃO NO SPT

2

25

Nelson Aoki

Neste capítulo serão tratados aspectos inovadores do SPT, como a prova de carga estática após a medida do número de golpes, para a obtenção da eficiência do impacto, além da análise de um aspecto inédito que envolve a medida do embuchamento do solo no amostrador e sua utilização prática.

O princípio da conservação de energia de Hamilton e a teoria da equação da onda constituem a base física e matemática que pode ser aplicada na determinação do valor da resistência à penetração do amostrador padrão no solo sob a ação do impacto do martelo no ensaio SPT.

A física da evolução das energias cinética, potencial e trabalho envolve a noção de trabalho gerado por forças ativas e reativas de natureza conservativa e não conservativa ao longo do tempo de duração do impacto.

A aplicação da equação diferencial da onda longitudinal de impacto permite determinar os deslocamentos ao longo do tempo em função das forças que se desenvolvem ao longo do sistema em estudo.

As forças de reação que surgem durante a penetração do amostrador padrão no solo são, predominantemente, provenientes do atrito lateral ao longo da superfície externa e interna do amostrador padrão cilíndrico vazado. Esse fato físico é fundamental, porque o atrito lateral é uma força não conservativa que se dissipa em trabalho conforme o princípio da conservação de energia de Hamilton.

Portanto, durante o processo de transferência da energia para o volume elementar de solo na profundidade do ensaio, a energia mecânica no sistema formado por cabeça de bater + hastes + cilindro vazado do amostrador é quase totalmente dissipada, transformando-se em trabalho, tal como ocorre com as energias sonora, térmica e mecânica de uma eventual flambagem das hastes durante o impacto.

A eficiência do sistema de cravação é normalmente referenciada à seção transversal da haste logo abaixo da cabeça de bater, mas é recomendável adotar o valor de eficiência correspondente à seção da haste logo acima do topo do amostrador padrão do ensaio SPT.

O valor da resistência do solo à penetração do amostrador pode então ser determinado com base na eficiência do impacto e do valor N_{spt} medido no ensaio (Aoki; Cintra, 2000; Aoki et al., 2007).

Nesse contexto, as transformações de energia cinética, potencial e trabalho das forças não conservativas durante os eventos de impacto do martelo no ensaio SPT sugerem a abordagem dos seguintes pontos:

- a) significado do número N_{spt} , de impactos para uma penetração de 30 cm;
- b) sistema de referência adotado no modelo físico de um impacto da série;
- c) medida do embuchamento durante a penetração do amostrador padrão no solo;
- d) outros fenômenos dissipativos que ocorrem durante o impacto.

2.1 PRINCÍPIO DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA DE HAMILTON

O princípio de Hamilton aplica-se à conservação de energia entre dois instantes de um evento dinâmico:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc})dt = 0 \quad (2.1)$$

Nessa expressão variacional, δ é a variação de energia cinética (T) e energia potencial (V) do sistema no intervalo de tempo ($t_2 - t_1$),

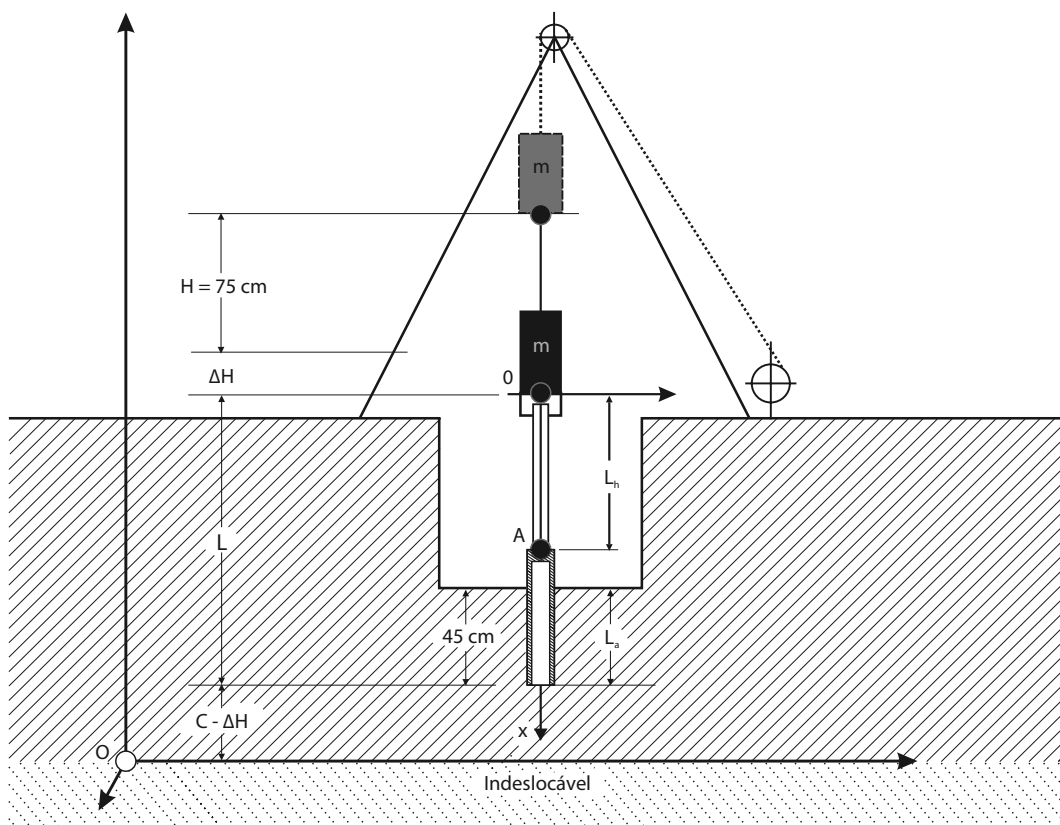


Fig. 2.1 Referencial absoluto no ensaio SPT

É anotado o número de golpes necessários à cravação do amostrador em três trechos consecutivos de 15 cm, e o valor da resistência à penetração (N_{spt}) corresponde ao número de golpes aplicados na cravação dos 30 cm finais.

Após a realização de cada ensaio, o amostrador é retirado do furo e a amostra é coletada para posterior classificação tátil-visual, ainda conforme prescrições da NBR 6484 (ABNT, 2001).

Sob a ação de impactos de altura constante em relação à posição da cabeça de bater, o sistema se desloca até atingir a penetração permanente final de 45 cm.

Cada impacto do martelo pode ser interpretado pela teoria da equação da onda (Smith, 1960) de modo análogo ao caso de análise de comportamento de estacas cravadas sob condições de carregamento dinâmico.

CPT E CPTU

3

39

Heraldo Luiz Giacheti

Neste capítulo trataremos dos principais aspectos da execução e da base de interpretação dos ensaios CPT e CPTU. Apresentaremos também alguns acessórios que podem ser incorporados a esses ensaios. Entendemos que essa é uma técnica moderna e interessante para o projeto de fundações que deve ser mais utilizada no Brasil.

Os ensaios de cone (CPT) e de piezocone (CPTU) consistem na penetração quase estática, ou seja, na prensagem de uma ponteira cônica acoplada a um conjunto de hastes, com a monitoração quase contínua da resistência mobilizada. São denominados ensaio de penetração estática, em oposição ao SPT, de penetração dinâmica. Além disso, como veremos, o ensaio de cone apresenta a vantagem de se poder avaliar separadamente as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral, enquanto o número de golpes do SPT não faz essa distinção.

Como o SPT, os ensaios CPT e CPTU são usados, na investigação, para identificar o perfil do subsolo, avaliar preliminarmente os parâmetros geotécnicos ou dar suporte ao projeto de fundações numa abordagem direta. No entanto, a identificação do perfil é feita de maneira indireta, pois o solo não é amostrado. O CPT possui recomendação internacional e é padronizado no Brasil pela NBR 12069 (ABNT, 1991).

cada profundidade, denominada razão de atrito (R_f), é usada como indicativo do tipo de solo penetrado, uma vez que não fazemos amostragem nesse ensaio:

$$R_f = f_s/q_c \times 100 \quad (3.1)$$

A ponteira elétrica ou CPT elétrico é a evolução do cone mecânico de atrito, com as mesmas dimensões e células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Nesse ensaio, o registro de q_c e f_s é quase contínuo, sem necessidade de movimento relativo entre a ponta e a luva de atrito. Com a adição de um transdutor de poropressão no cone elétrico, é possível medir, além dos valores de q_c e f_s , as poropressões (u) geradas durante a penetração (Fig. 3.2). Essa evolução levou a resultados mais confiáveis e, conseqüentemente, a uma melhor possibilidade de detalhar-se o perfil do subsolo e estimarem-se os parâmetros de projeto.

Podemos incorporar, aos piezocones mais modernos, medidas de poropressão em mais de uma posição: na ponta (u_1), atrás da ponta (u_2 , a posição padrão) e atrás da luva de atrito (u_3), como representado na Fig. 3.3. As medidas em posições distintas permitem uma melhor investigação do subsolo, em especial para a estimativa de alguns parâmetros de projeto.

Quando realizamos ensaios de piezocone em meios saturados, principalmente nas argilas moles, observamos que a resistência de ponta (q_c) medida é influenciada pela ação da água que age sobre as ranhuras do cone em decorrência de sua geometria (Fig. 3.4). Desse modo, devemos corrigir o valor de q_c medido para q_t , em função

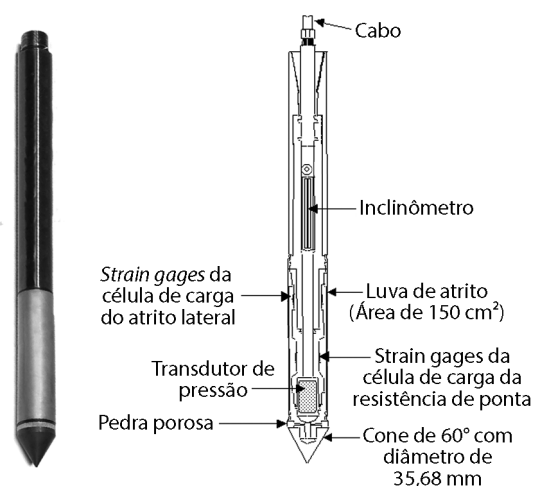


Fig. 3.2 Ponteira do piezocone

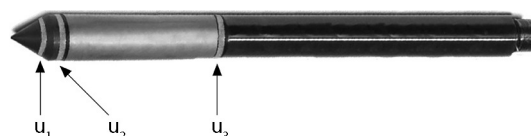


Fig. 3.3 Posições possíveis para a medida de poropressões em um piezocone

PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA



55

José Carlos A. Cintra e Nelson Aoki

Neste capítulo abordaremos o ensaio de compressão axial estática em estacas verticais não instrumentadas. Ao final, trataremos sucintamente da condição de estaca instrumentada e dos ensaios de tração e carregamento horizontal.

4.1 IMPORTÂNCIA DO ENSAIO

No projeto de fundação por estacas, geralmente utilizamos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, como o de Aoki e Velloso (1975), para fazer a estimativa de comprimento das estacas. Definidos o tipo de estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste, podemos obter, para cada furo de sondagem, o *comprimento* (L) da estaca, ao qual estará implícito o valor de *capacidade de carga* (R) do sistema estaca-solo.

Nessas condições, L é a variável independente, e R , a variável dependente na função que representa a capacidade de carga do sistema estaca-solo. Quando o projeto adota mais de um diâmetro de estaca, no caso de uma maior variação das cargas de pilar, as variáveis L e R referem-se a um conjunto de estacas de mesmo diâmetro.

Com os diversos valores de L , um para cada furo de sondagem, precisamos tomar uma decisão de projeto para estipular o(s) comprimento(s) a ser(em) executado(s), sendo várias as opções, tais como:

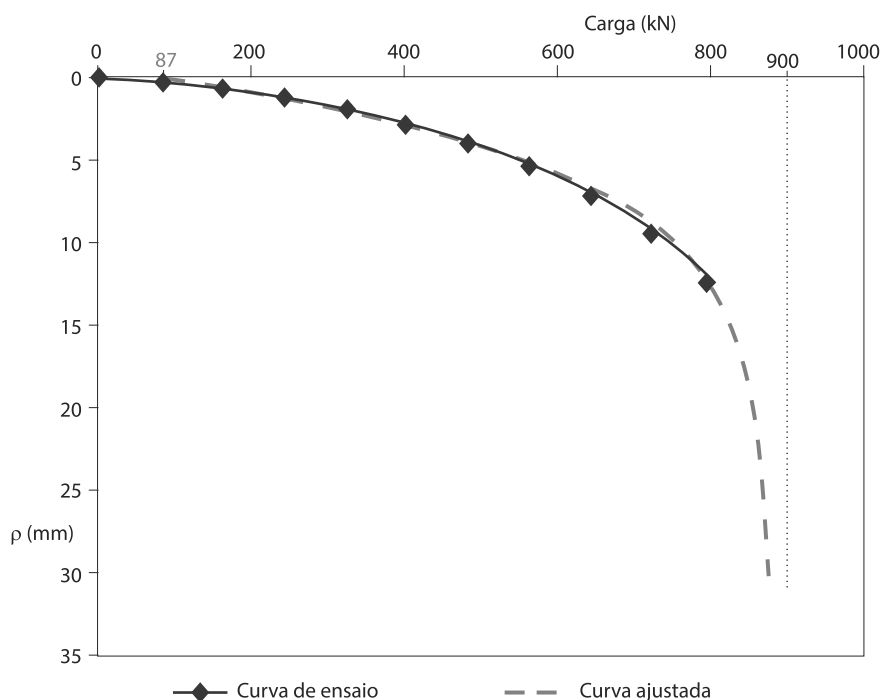


Fig. 4.14 Curva carga × recalque ajustada por Van der Veen modificado

Dos três resultados obtidos, escolheremos o de Van der Veen modificado, o mais utilizado no Brasil. Continuando o exemplo de aplicação, passemos aos critérios de ruptura convencional. Pelo critério de Terzaghi, com $D_p = 0,22$ m temos:

$$\rho = 10\% D_p = 22 \text{ mm}$$

o que exige a extrapolação da curva carga × recalque. Por meio da Fig. 4.16, do método de Van der Veen modificado, temos:

$$\rho = 22 \text{ mm} \rightarrow R = 860 \text{ kN (valor arredondado)}$$

Pelo método da NBR 6122 (ABNT, 2010), com $D = 0,22$ m ($A = 0,038 \text{ m}^2$), $L = 12$ m e $E = 28$ GPa, obtemos, em unidades de kN e mm, a equação da reta:

$$\rho = \frac{220}{30} + \frac{P \cdot 12.000}{38.000 \cdot 28} = 7,333 + 0,01128P \quad (4.13)$$

cuja interseção com a curva carga × recalque extrapolada (Fig. 4.16) indica que $R = 850$ kN (arredondado). Nesse exemplo, o valor de R da NBR 6122 (ABNT, 2010) resulta menor que o do critério de Terzaghi,

PROVA DE CARGA DINÂMICA

Cristina de H. C. Tsuha, Nelson Aoki e José Carlos A. Cintra



97

A capacidade de carga de um sistema estaca-solo pode ser determinada experimentalmente por meio de uma prova de carga estática, como visto no Cap. 4, mas também pode ser avaliada por meio de ensaios dinâmicos, como a medida conjunta de nega e repique e a prova de carga dinâmica. Além desses ensaios e dos correspondentes métodos dinâmicos de capacidade de carga (as fórmulas dinâmicas e os métodos que utilizam a teoria da equação da onda), neste capítulo será apresentado o PIT, um ensaio para a verificação da integridade da estaca.

5.1 NEGA DE CRAVAÇÃO

A cravação de estacas pré-fabricadas (pré-moldadas de concreto, metálicas ou de madeira), com um bate-estacas aplicando golpes de martelo em seu topo (Fig. 5.1), geralmente é mais fácil no início. Com o avanço da cravação, a penetração por golpe vai diminuindo, pois a resistência à cravação aumenta gradativamente. Quando a energia aplicada pelo sistema não apresentar mais um rendimento suficiente, é hora de encerrar a cravação da estaca.

Como critério objetivo de parada, atende-se à tradicional nega de cravação, o deslocamento ou penetração permanente por golpe de cravação da estaca, com valor geralmente especificado em projeto de 1 mm/golpe a 3 mm/golpe ou 10 mm/10 golpes a 30 mm/10 golpes (sua medida em campo é realizada sempre por meio de 10 golpes consecutivos do martelo).

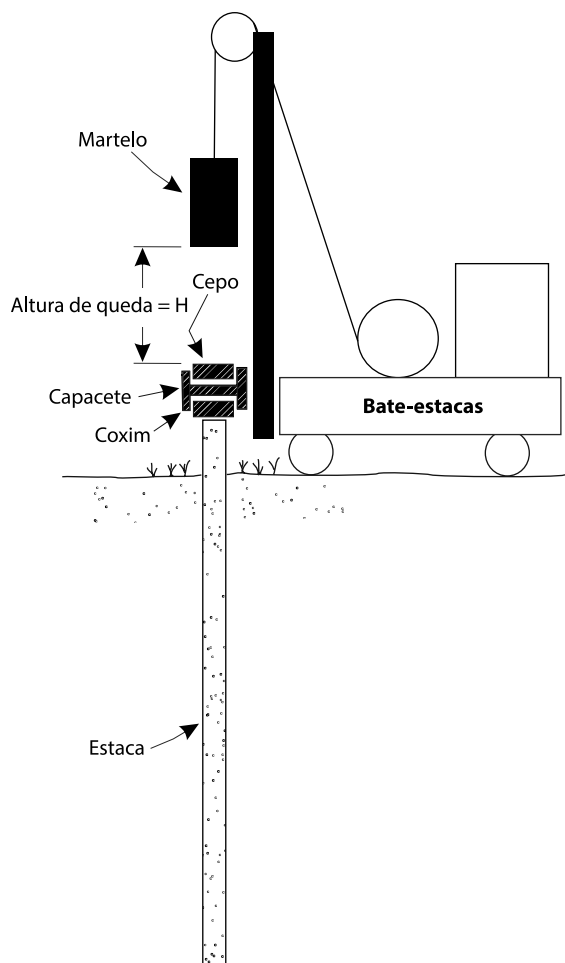


Fig. 5.1 Esquema de cravação de estacas

No início da cravação, a nega é muito alta, atingindo alguns diâmetros da estaca por golpe, o que configura um processo inequívoco de ruptura do solo, possibilitando a própria continuidade da cravação. Próximo do final da cravação, contudo, deixa de haver ruptura: a estaca nega-se a ser cravada (daí o significado de “nega”, do verbo negar).

Para distinguir essas duas fases da cravação, pode-se utilizar o critério de ruptura convencional de Terzaghi (1942), visto no capítulo anterior. Enquanto houver negas superiores a 10% do diâmetro da estaca, tem-se a ruptura do solo, isto é, a mobilização da máxima resistência do sistema estaca-solo, a chamada capacidade de carga. Para negas inferiores a esse valor, a energia aplicada na cravação é insuficiente para provocar a ruptura, mobilizando apenas parte da resistência máxima e não atingindo a capacidade de carga.

Assim, quando a estaca “dá nega” (a medida na cravação atende ao especificado no projeto para critério de parada), a mobilização da resistência máxima não está ocorrendo, o que torna inconsistente a correlação dessa nega com a capacidade de carga do sistema estaca-solo. No entanto, a não observância desse conceito deu origem, no passado, a fórmulas que pretendiam inferir a capacidade de carga por meio da medida da nega, como será mostrado mais adiante.

5.2 CONTROLE DE NEGA E REPIQUE

No processo de cravação, o topo da estaca sofre, a cada golpe do martelo, um deslocamento vertical para baixo que compreende não só a nega (S), mas também uma parcela de deslocamento elástico,

Pela fórmula de Chellis:

$$R_{mob} = \frac{E \cdot A \cdot C_2}{\alpha \cdot L}$$

$$R_{mob} \text{ no golpe} = (26.000.000 \times 0,0415 \times 0,005) / (0,7 \times 8,8) \approx 880 \text{ kN}$$

Exercício 3

Calcular a resistência estática mobilizada no golpe do Exercício 2 por meio da fórmula da energia modificada:

$$R_{mob} = \frac{\zeta \cdot EMX}{S + DMX}$$

Do Exercício 2:

$$S = 15 \text{ mm}$$

$$DMX = S + K = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Adota-se $\zeta = 1,5$.

Dados do golpe:

Peso do martelo = 30 kN

Altura de queda = 1,6 m

Martelo de queda livre, eficiência adotada = 0,4

Logo:

$$EMX = e_f WH = 0,4 \times 30 \times 1,6 = 19,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{mob} = \frac{1,5 \times 19,2}{0,015 + 0,025} = 720 \text{ kN}$$