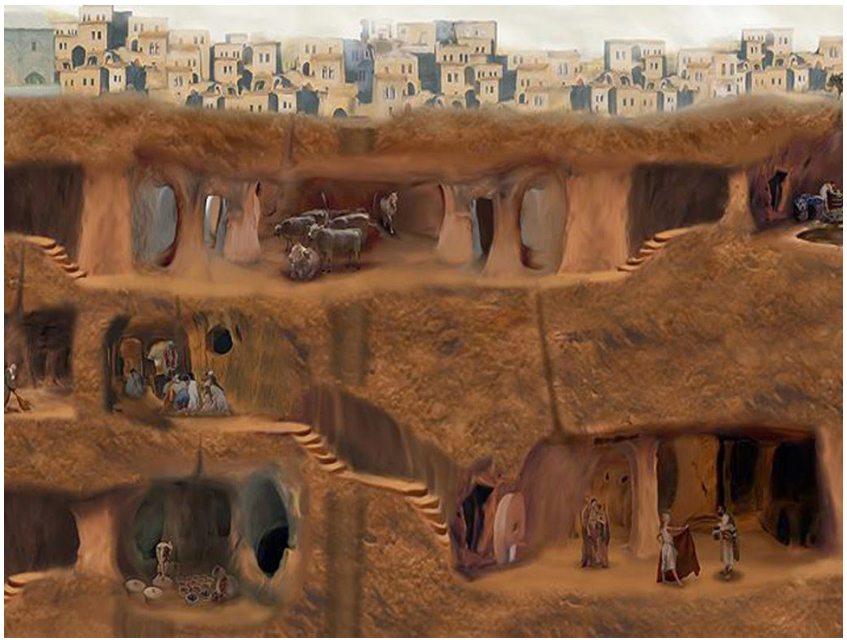
1. ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

1.1. Generalidades

Estruturas subterrâneas são empregadas desde a antiguidade pelos seres humanos. Um notável exemplo que pode ser citado é o da cidade de Derinkuyu, na Turquia (Figura 1).



(a)



(b)

Figura 1 – Cidade subterrânea de Derinkuyu, na Turquia (https://pt.wikipedia.org/wiki/Cidade_subterr%C3%A2nea_de_Derinkuyu).

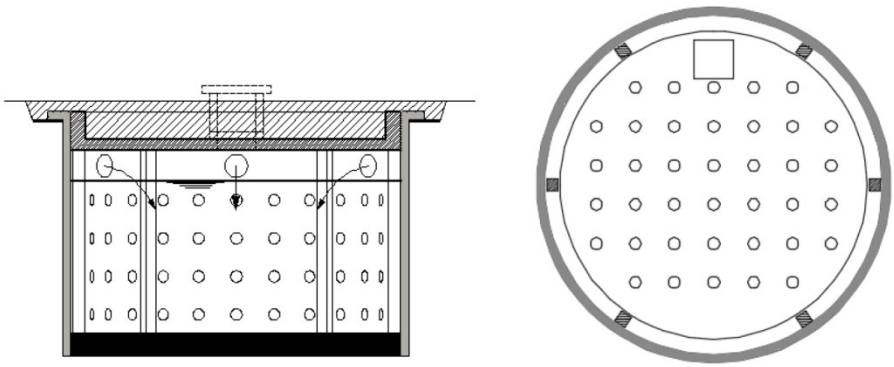
Tal estrutura antiga foi construída aproveitando-se das boas propriedades da rocha presente no subsolo e estendendo-se por dezenas de metros abaixo da

superfície o que demonstra elevado nível técnico dos seus construtores. A estrutura foi esculpida na rocha que se apresenta sem revestimento e sua construção foi provavelmente motivada por questões de segurança.

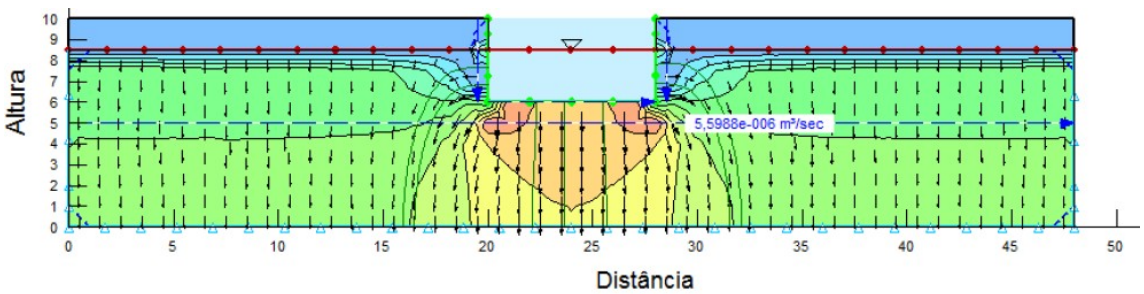
Atualmente, os motivos para construir abaixo da superfície estão muito relacionados com o elevado grau de adensamento urbano das grandes cidades. Esse fato impulsionou o crescimento de técnicas referentes à construção de obras enterradas. As aplicações são diversas, e envolvem:

- Instalação de dutos utilizados por fornecedores de energia ou sistemas de comunicação;
- Dutos de fornecimento de água;
- Elementos do sistema de drenagem pluvial ou de esgotamento sanitário;
- Subsolos de edifícios;
- Passagens inferiores;
- Túneis rodoviários ou ferroviários;

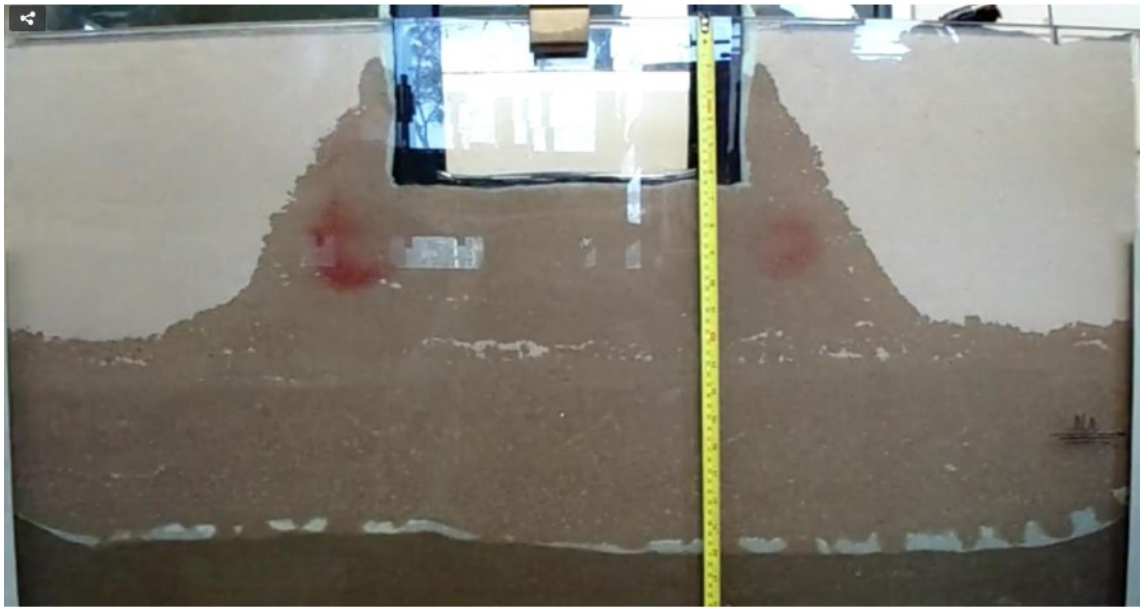
As necessidades específicas de locais de grande precipitação pluvial demandam o surgimento de novas estruturas como, por exemplo, aquela mostrada na Figura 2. Trata-se de um poço de detenção de águas pluviais com capacidade de permitir infiltração de água no solo. O projeto foi estudado por GONÇALVES et. al. sob a orientação do autor deste projeto e pode ser útil em situações adequadas de subsolo.



(a)



(b)



(c)

Figura 2 – Protótipo de um poço de infiltração que pode ser empregado para auxiliar drenagem de água pluvial: (a) desenhos de perfil e planta; (b) simulação numérica; (c) modelo experimental (extraído do Trabalho de Formatura de Gonçalves et. al.).

Há de se destacar ainda que a estrutura mostrada na Figura 1 foi obtida somente com escavação do maciço – ou seja, é "não escorada" e "não revestida". No entanto, é comum que as estruturas subterrâneas sejam formadas por elementos estruturais desempenhando papel de "escoramento" e ou "revestimento" do maciço.

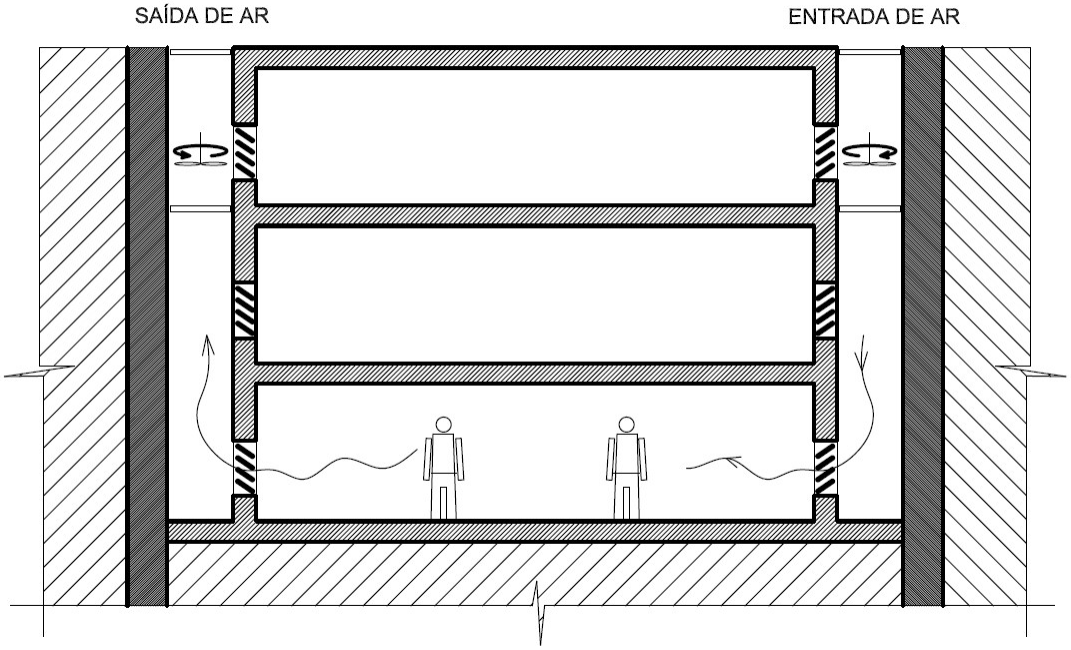
Ademais, no projeto dessas obras, há dois pontos adicionais que trazem uma diferença marcante com relação às estruturas de superfície, que seriam as preocupações com ventilação e drenagem.

Pelo fato das estruturas de que trata o presente texto estarem situadas abaixo da superfície do terreno, o problema de ventilação adquire maior complexidade. Afinal de contas, não se pode apenas lançar mão do recurso usual das aberturas nos fechamentos para permitir a troca de ar do ambiente interno. De fato, usualmente, adotam-se técnicas de ventilação forçada nessas estruturas a fim de garantir a qualidade do ar e permitir a utilização dessas obras em condições de conforto. Esse problema depende em grande monta de vários fatores, como por exemplo:

- Tipo de utilização da edificação, no tocante a:
  - Quantidade de pessoas;
  - Atividade realizada pelos usuários;
  - Tempo de permanência do usuário;
- Presença de água no subsolo, adjacente à obra enterrada;

- Armazenamento de materiais que demandem cuidados especiais quanto à temperatura, umidade e qualidade do ar para sua conservação;

A figura 3 ilustra de forma esquemática a questão da ventilação em uma obra subterrânea. Eventualmente, em condições específicas, se consegue fazer a renovação do ar de forma natural. Porém, no caso geral, há necessidade de ventilação forçada, conforme ilustrado na Figura 3b.



(a)



(b)

Figura 3 – Exemplo esquemático de ventilação em uma obra enterrada.

Em grandes estruturas subterrâneas, caso, por exemplo, de túneis metroviários, existem estruturas específicas e grandes equipamentos para

auxiliar na ventilação. Na figura 4, ilustra-se um poço de ventilação de uma linha de metrô.

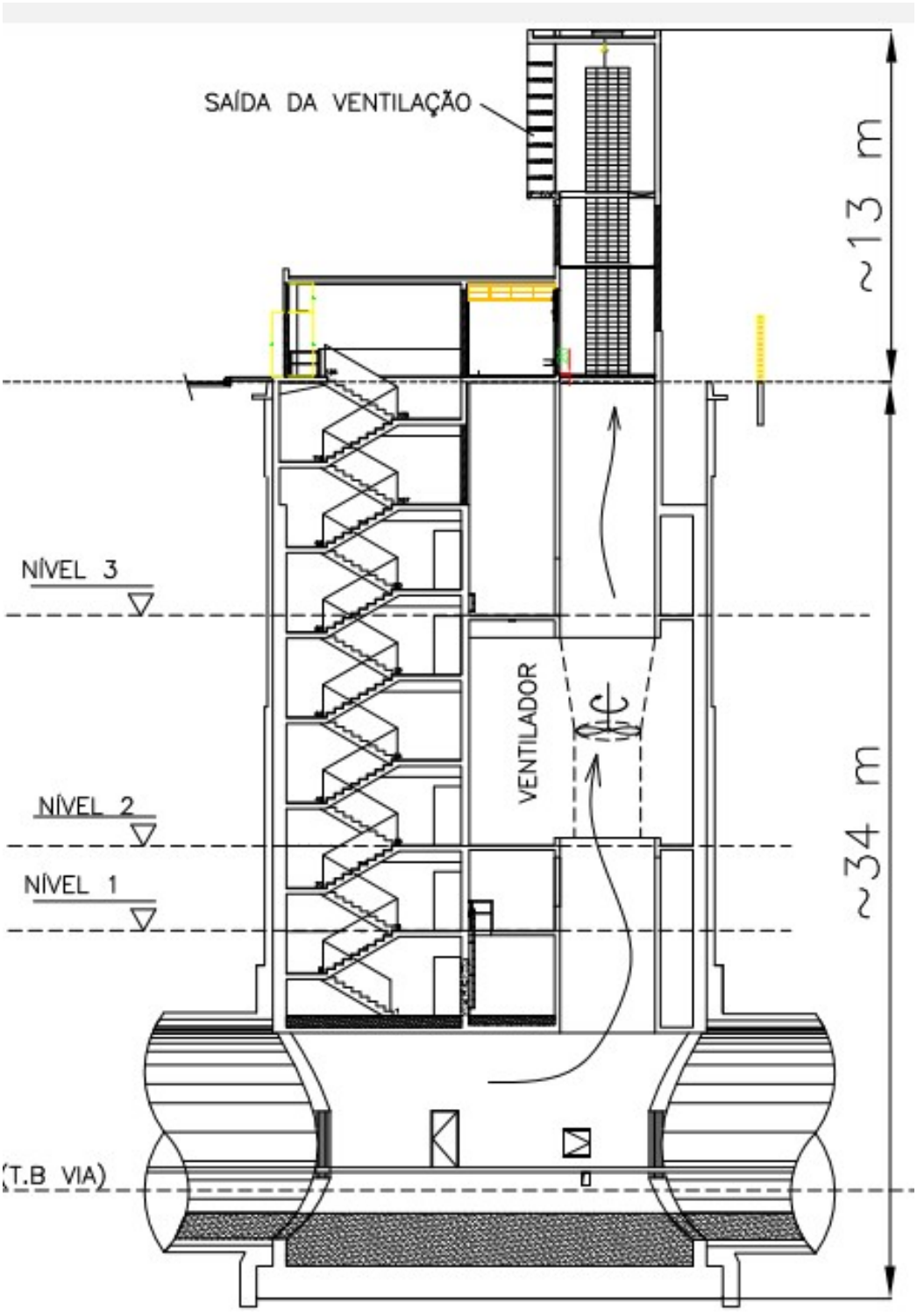
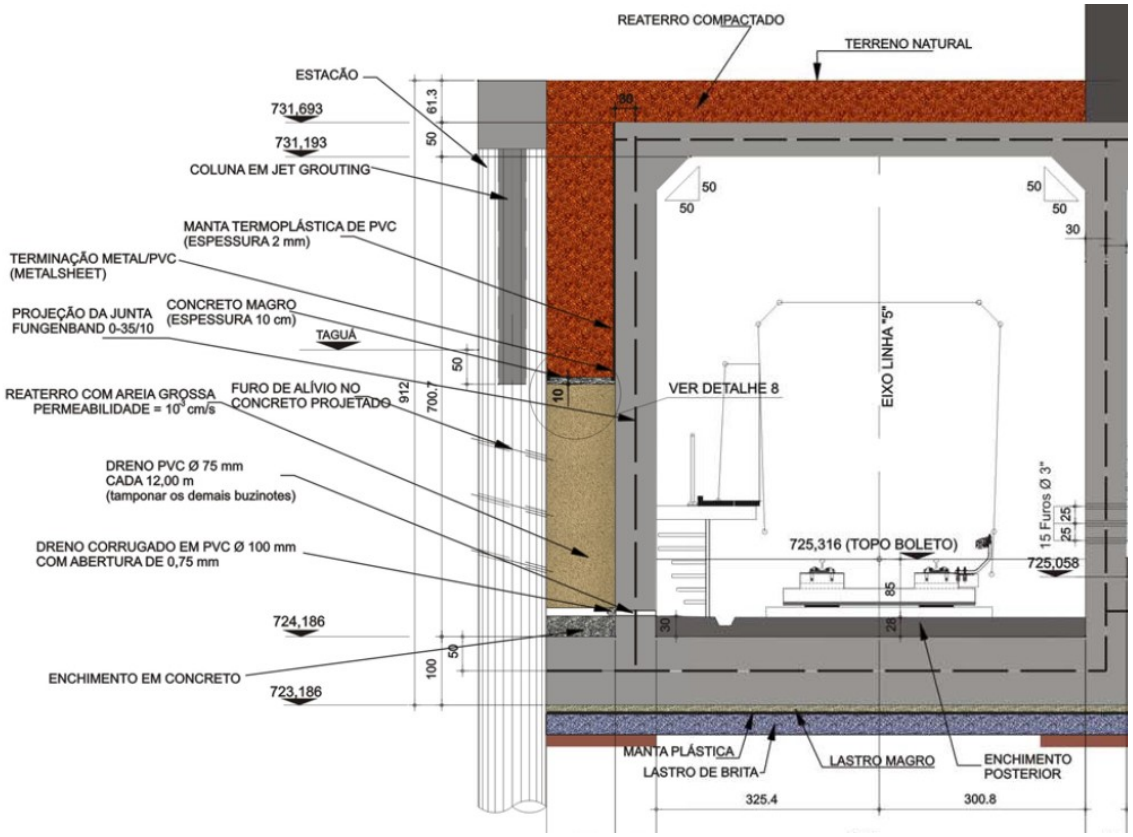
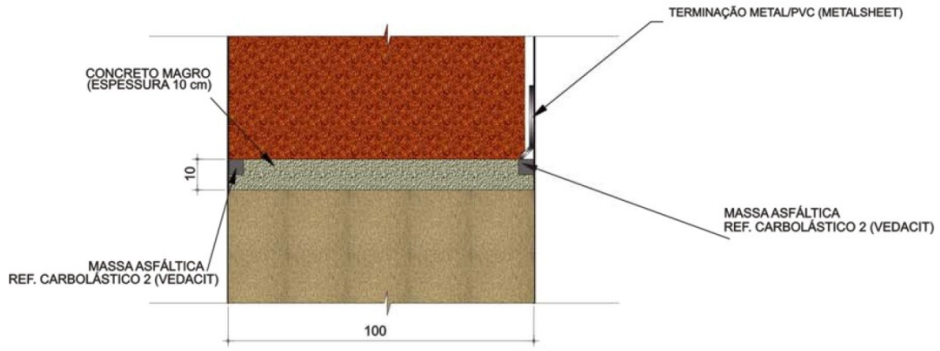


Figura 4 – Seção transversal de um poço de ventilação do Metrô de São Paulo – adaptado a partir de projeto gentilmente cedido pela Maffei Engenharia.

O outro aspecto supramencionado diz respeito à drenagem. Em estruturas de superfície, a drenagem pode ocorrer por gravidade. No caso das obras enterradas, somente em situações favoráveis de topografia a água pode ser drenada por gravidade. Isso demandará dispositivos especiais. Na Figura 5 ilustram-se alguns detalhes de drenagem de uma obra de Metrô.



(a)



(b)

Figura 5 – Detalhes da drenagem de uma estrutura interna do Metrô de São Paulo: seção mostrando a estrutura e o entorno; (b) detalhe (TEIXEIRA, MAFFEI et. al., 2010)

A consideração dos problemas de drenagem é crucial no projeto de uma obra enterrada. Há aspectos construtivos, estruturais e ambientais envolvidos. Além disso, a drenagem e a ventilação interagem, no sentido em que a maior presença de umidade no subsolo demanda maiores preocupações com ventilação. Uma solução eficiente para edifícios é o uso de câmaras de ventilação, conforme ilustrado nas figuras 6 e 7.

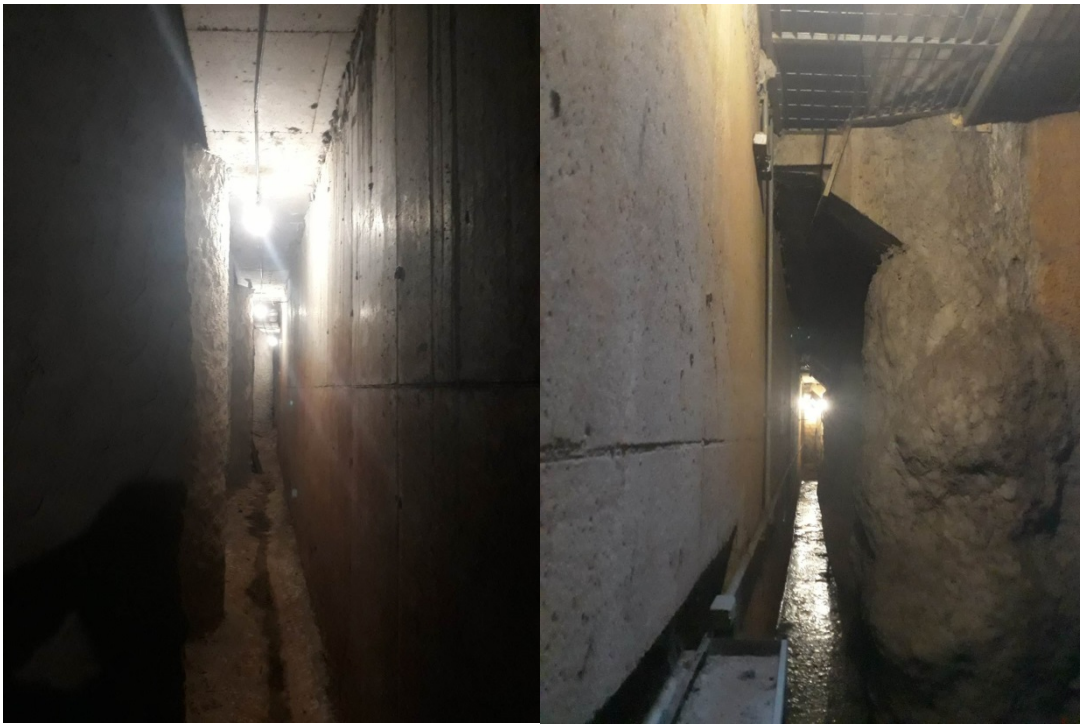


Figura 6 – Câmara de ventilação do Edifício Garagem do Aeroporto de Congonhas, situada entre as estruturas provisória e permanente.



Figura 7 – Poço de bombeamento associado à câmara de ventilação e drenagem do Edifício Garagem do Aeroporto de Congonhas.

A drenagem irá representar economia na estrutura. Porém seu uso implica em estudos sobre efeitos que um eventual rebaixamento do lençol freático possa promover ao entorno. Entre esses efeitos destacam-se:

- Aumento de tensões no maciço;
- Redução da quantidade de água no subsolo, que pode dar origem a:
    - Aumento da concentração de poluentes;
    - Comprometimento da demanda de árvores;

1.2. Problemas específicos relacionados ao projeto de obras enterradas

Além das questões supracitadas envolvendo ventilação e drenagem, os problemas envolvidos com o projeto e a execução de obras enterradas apresentam ainda algumas outras diferenças em relação às obras executadas acima da superfície. Na Tabela 1 apresentam-se algumas dessas diferenças, as quais são comentadas no que segue.

Tabela 1 – Algumas diferenças entre obras de superfície e enterradas.

Item	Obra acima da superfície	Obra enterrada
Propriedades mecânicas dos materiais estruturais.	Especificadas em projeto e controladas na fabricação.	Investigadas por sondagens e ensaios de laboratórios (no caso do solo).
Ações principais a considerar no projeto.	Valores nominais dentro de limites bem conhecidos.	Valores muito dependentes das propriedades do solo e da presença de água no subsolo.
Métodos de análise estrutural.	Relativamente precisos por se conhecerem ações e propriedades dos materiais dentro de limites restritos.	Maior incerteza devido às dificuldades de considerar de forma adequada geometria, vinculação, ações e propriedades dos materiais em um modelo teórico.
Normas de projeto e execução.	Bem consolidadas.	Em consolidação.

Inicialmente, ao se elaborar o projeto de uma estrutura que será executada acima da superfície, as propriedades dos materiais estruturais que serão empregadas são especificadas. A confecção e aplicação desses materiais podem ser bem controladas, com uma amostragem representativa frente ao volume a ser fabricado. Mais do que isso, o projetista pode adequar a forma da estrutura de acordo com os carregamentos, obtendo assim soluções mais eficientes.

No caso de uma obra enterrada, o solo é o material estrutural, que, em geral, se apresenta em maiores volumes. Porém, suas propriedades mecânicas são conseqüência de processos naturais que ocorreram em função dos processos formadores do solo: clima, tempo, rocha de origem, temperatura e relevo do local. É possível buscar reconstituir esses processos, com base na geologia, porém a incerteza envolvida é relativamente grande. Deve-se ainda ter em mente que ações antrópicas recentes por vezes afetam de forma significativa as propriedades do maciço numa extensão considerável a ponto de afetar previsões feitas por modelos geológicos – que em geral trabalham dentro de um recorte de tempo mais amplo. É possível ainda investigar as propriedades mecânicas do material por ensaios de campo ou ensaios feitos em laboratório, no entanto a amostragem será, via de regra, pequena em relação ao volume do maciço.

Nas estruturas de superfície, a geometria – forma e dimensões dos elementos da estrutura – é projetada e cuidadosamente executada. As propriedades geométricas de uma estrutura formam um conjunto importante de dados para qualquer modelo de análise. No caso de um maciço de solo ou de rocha, por sua vez, o conjunto de dados que caracteriza sua geometria pode ser investigado por medições feitas na superfície. Sondagens de campo e poços de exploração ajudam a definir a geometria abaixo da superfície, no entanto, a quantidade de informações é, normalmente, escassa para a fiel reprodução geométrica do subsolo. A superfície pode ser ainda modificada, com ajuste de geometria, porém o mesmo não se aplica às porções de solo localizadas dentro do maciço.

Os valores das ações a considerar no projeto podem ser determinados com maior precisão nas estruturas de superfície do que numa estrutura enterrada. Cargas permanentes decorrentes dos materiais estruturais ou não estruturais são facilmente quantificáveis. As ações variáveis decorrentes do uso da estrutura, ainda que não sejam de determinação tão simples, podem ser definidas com valores nominais. É bem verdade que esses valores nominais não devem ser vistos como exatos, pois decorrem de uma idealização das cargas de utilização. No entanto, a maneira como são definidas permitem consideração simples em modelos de análise estrutural. O mesmo não ocorre numa obra enterrada, na qual a interação da estrutura com o maciço que a envolve interfere de forma significativa nos valores das forças representativas dessas ações, sejam elas ativas ou reativas.

Diante desses aspectos, relativos às propriedades dos materiais, geometria e forças ativas ou reativas, a elaboração de modelos de análise estrutural se torna mais complexa no caso das estruturas enterradas. Somando-se todos esses aspectos, é natural que a elaboração de normas técnicas com recomendações para projeto de estruturas enterradas, ainda esteja em

consolidação, não obstante o volume de informações atualmente disponíveis em função de monitoramento de obras assim já executadas.

Nesse aspecto, procura-se neste documento apresentar fundamentos teóricos úteis para auxiliar no entendimento dos problemas complexos que surgem ao se tentar analisar uma estrutura subterrânea.

O objetivo principal é servir como texto base para o ensino de graduação de disciplinas do curso de Engenharia Civil, referentes ao tema. No entanto, acredita-se que o texto aqui apresentado poderá ser usado como fonte de consulta por profissionais que atuem no projeto e execução de obras subterrâneas.

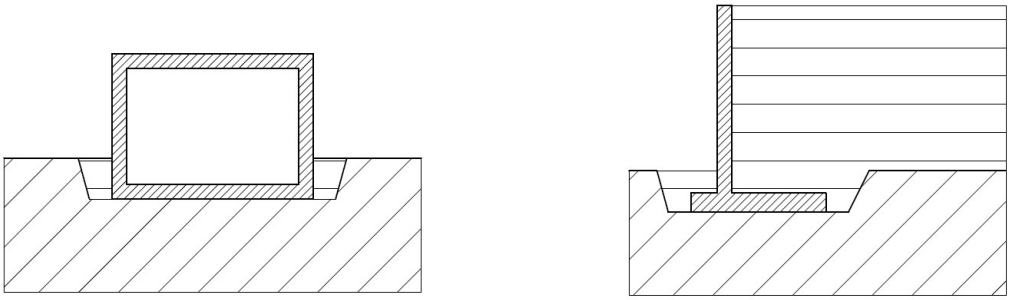
1.3. Classificação das estruturas subterrâneas

Qualquer classificação requer adoção de critérios. No caso das estruturas subterrâneas um critério de classificação importante é relacionado ao fato do método de execução preservar ou não a superfície do terreno. Dessa forma, as estruturas subterrâneas podem ser agrupadas em:

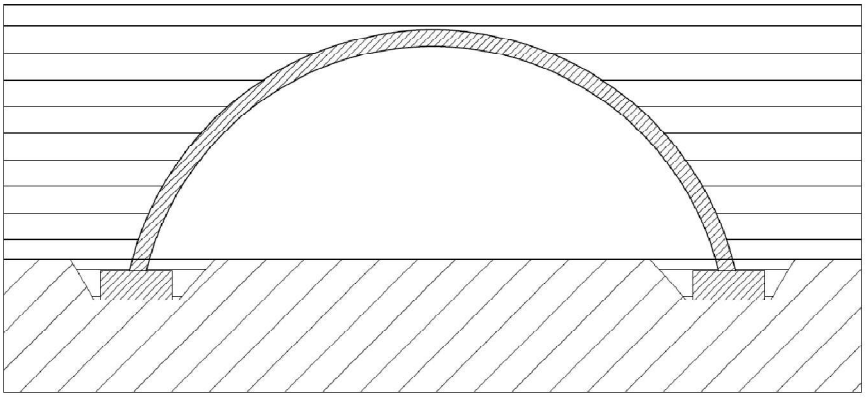
- **Estruturas subterrâneas construídas a céu aberto:**
  - No interior de escavações;
  - Na superfície, ou pouco abaixo, do terreno;
- **Túneis**, executados por diversos processos sem destruição da superfície;

Observa-se que as estruturas construídas a céu aberto, podem ser localizadas completamente acima da superfície e posteriormente enterradas. Nesses casos, não há necessidade de escavação e sim de aterro. Como exemplo apresenta-se na Figura 8, ilustrações das possibilidades de estruturas subterrâneas em função do método de execução.

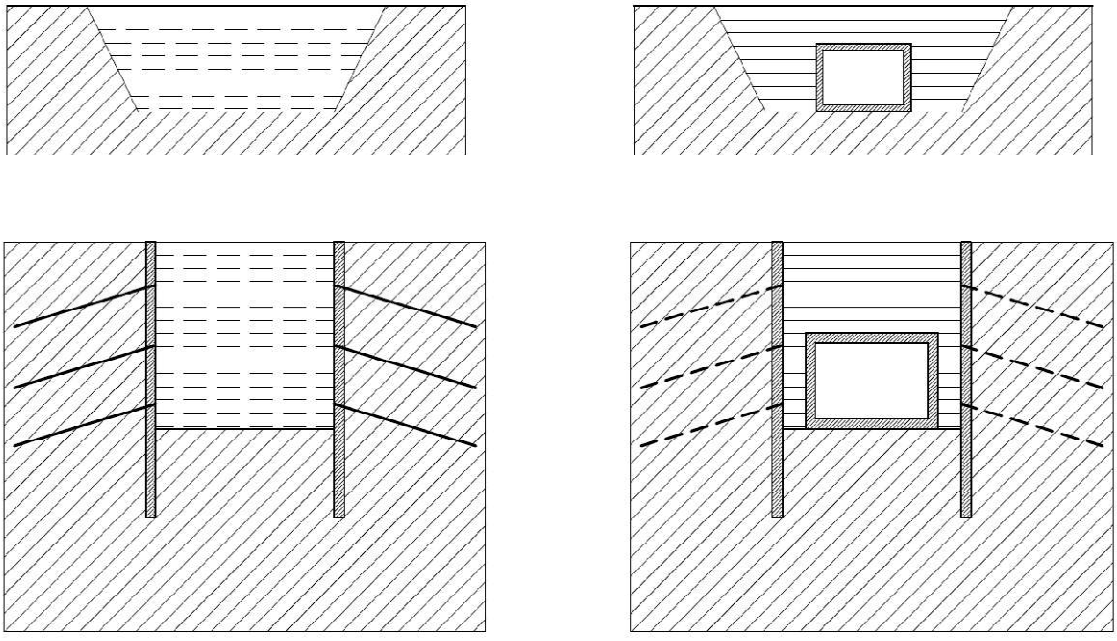
Nesses casos, o aterro é um material que será projetado e construído dentro de especificações e, com tal, será passível de controle de execução rigoroso em virtualmente toda a sua extensão. Porém, ainda nesse caso, a interação entre o maciço, no caso o aterro, e a estrutura, irá implicar em grau de incerteza considerável com relação aos valores de ações, sejam elas ativas ou reativas. Essa incerteza nesse caso não será decorrente, portanto, de desconhecimento da geometria nem das propriedades mecânicas do aterro, mas sim da dificuldade de se considerar o método construtivo empregado na construção do aterro que implica em execução por camadas compactadas.



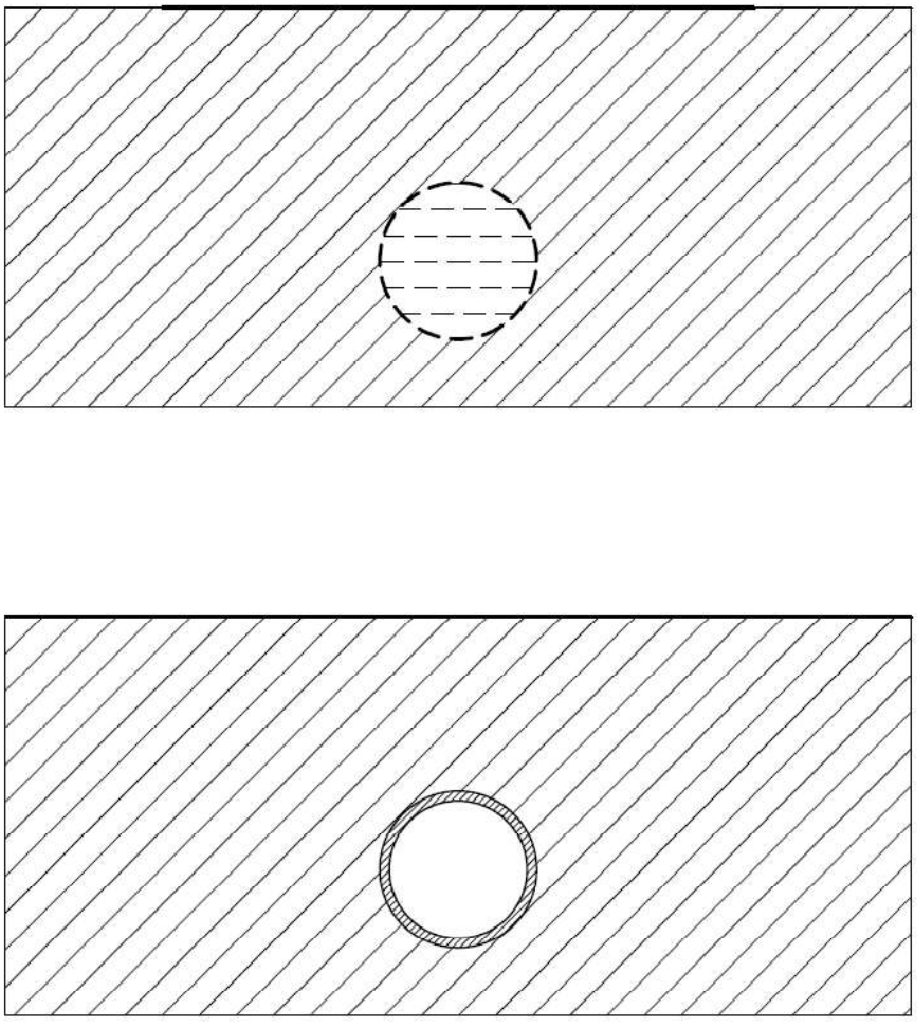
(a)



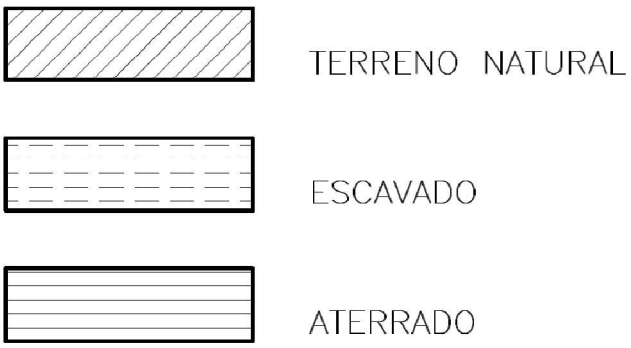
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 8 – Exemplos de estruturas subterrâneas: (a) com pequena escavação e aterro envolvendo somente parte da estrutura; (b) idem, com maior grau de interação com o aterro e com geometria não plana; (c) com grande escavação a céu aberto, em talude ou escorada, e posterior aterro; (d) túnel: superfície preservada apesar da escavação; (e) legenda.

1.4. Sistemas estruturais

Naturalmente, não há distinção entre os sistemas estruturais empregados nas obras enterradas se comparados com aqueles das obras de superfície. Apesar disso, um aspecto apresenta diferenças importantes entre esses dois sistemas. No caso das estruturas enterradas os apoios normalmente são distribuídos nas superfícies de contato da estrutura com o maciço – denominação que será empregada para o solo ou rocha que tem contato com a estrutura. Isso implica em certo grau de interação entre a estrutura e o maciço.

Essa diferença pode implica em algumas dificuldades de análise, porém pode trazer algumas vantagens no comportamento da estrutura das quais o projetista pode tirar algum proveito em determinadas circunstâncias.

Quanto às dificuldades de análise, em grande parte estão associadas à modelagem da interface entre a estrutura e o maciço. A forma mais simples de modelar essa interface é provavelmente com imposição de características das tensões de contato, em geral com idealizações com tensões uniformes, ou triangulares, por exemplo.

Isso é feito, por exemplo, com as tensões na base de sapatas de fundação, ou ainda com os empuxos de terra em muros de arrimo. Com tais distribuições de tensões impostas assegura-se o equilíbrio embora muitas vezes se deixe de atender a compatibilidade entre os deslocamentos do maciço e da estrutura.

Por outro lado, quanto às vantagens que essa extensa região de interface entre o maciço e a estrutura traz ao seu comportamento, tome-se, por exemplo, a estrutura de uma laje apoiada no solo e submetida a uma força vertical – algo como um pavimento, por exemplo. Imagine-se que ao aumentar o valor da força, surja uma rótula plástica na seção de maior esforço. Como o apoio fornecido pelo solo é contínuo, a estrutura permanece com capacidade de transmitir esforços desde que as propriedades do maciço sejam preservadas. Essa ressalva de preservarem-se as propriedades do maciço é importante porque a formação da rótula irá proporcionar tensões de contato mais elevadas, haja vista que a estrutura perdeu capacidade de transmitir esforços. Além disso, claro, as rótulas não devem prejudicar a funcionalidade da estrutura. Com essas duas ressalvas, uma nova rótula se formaria em outra posição, com novo aumento da força. E isso poderia progredir com um número adicional de rótulas (Figura 9).

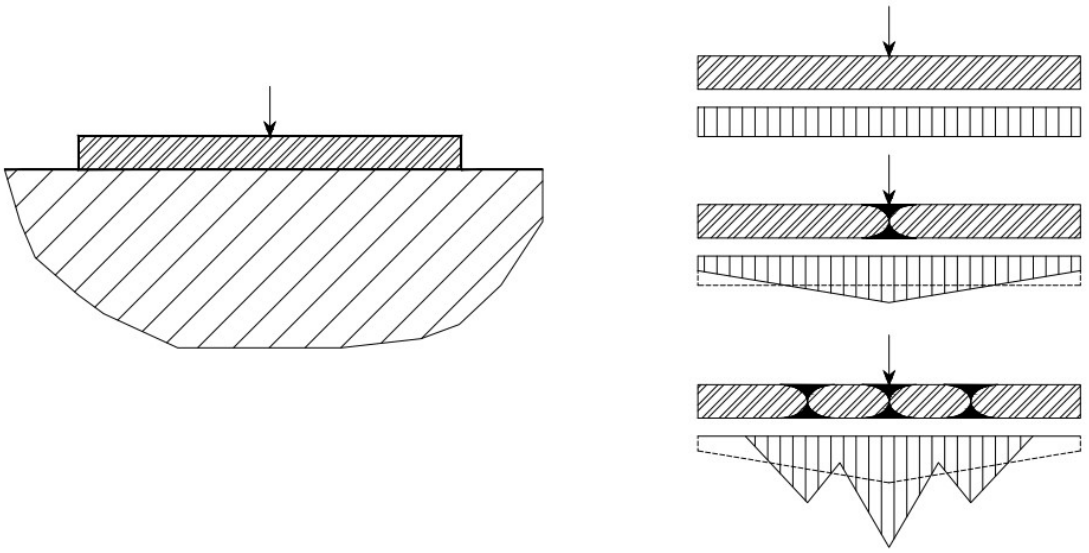
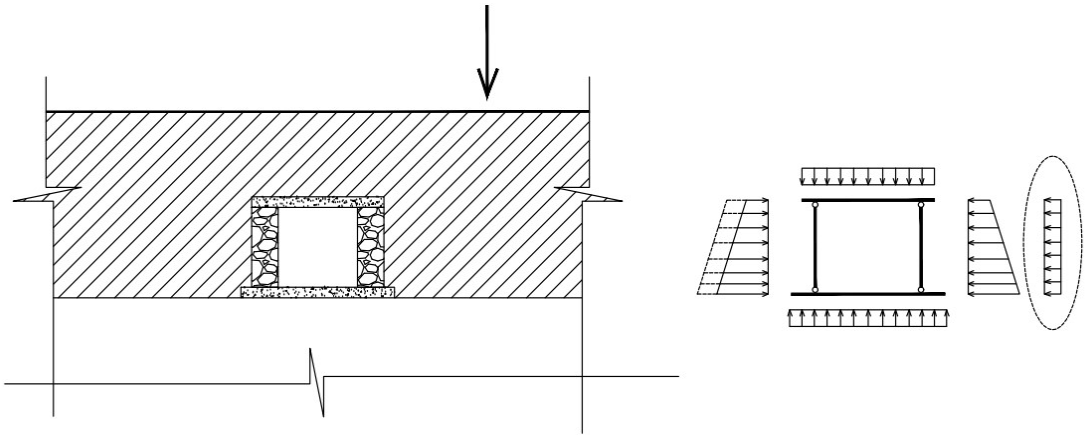
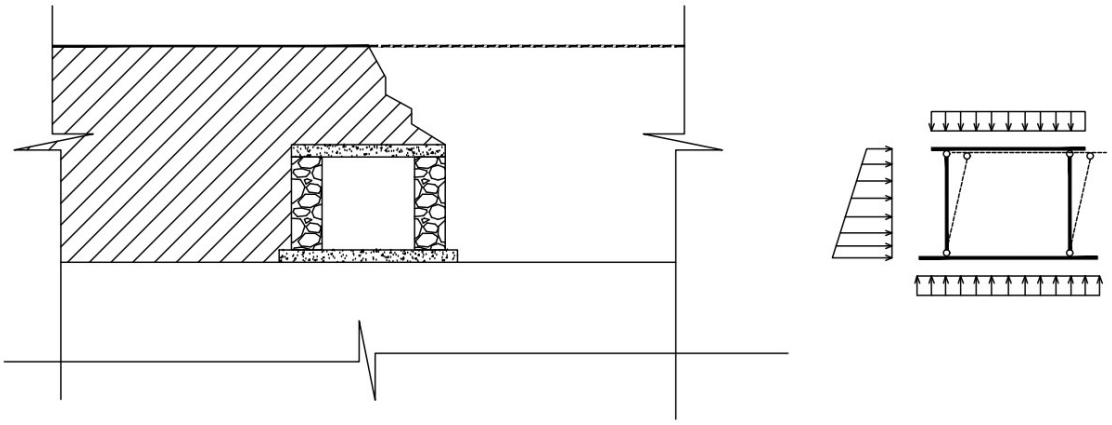


Figura 9 – Ilustração qualitativa de uma laje apoiada no solo: com aumento da força aplicada, o sistema pode ir se alterando conforme surjam rótulas nas seções mais solicitadas – isso permitiria certo número de articulações sem deixar a estrutura instável, desde que o maciço de suporte permaneça íntegro e o surgimento das trincas não afete a funcionalidade da estrutura.

Em certa situação, o autor registrou outra situação que ilustra esse fato. Trata-se do caso de uma galeria de seção retangular com articulações entre as lajes e as paredes. Numa estrutura de superfície isso caracterizaria indeterminação geométrica, ou seja, a estrutura seria considerada, corretamente, como hipostática. No entanto, como a galeria era envolvida pelo aterro e pelo solo de fundação, esses elementos garantiam sua estabilidade. Isso foi verificado porque, com a ruptura de uma barragem situada a montante, o aterro de um dos lados foi completamente erodido e a estrutura colapsou (Figura 10).



(a)



(b)

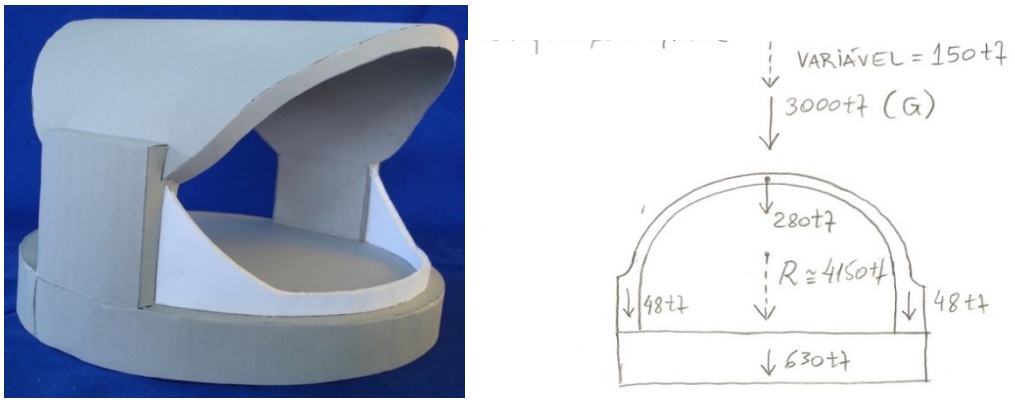
Figura 10 – Galeria retangular em aterro de rodovia, com quatro articulações, totalmente envolvida pelo maciço: (a) situação que permaneceu por décadas, com tráfego na rodovia; (b) colapso da estrutura quando o aterro foi erodido em um dos lados por vazão excepcional decorrente de ruptura de barragem a montante.

Outra possibilidade é o uso de estruturas com seções não resistentes a tração, como seções de concreto simples, por exemplo. A estrutura da figura 10 é um exemplo. As paredes eram de concreto simples, e apresentavam apenas armaduras construtivas, com taxas inferiores às empregadas em elementos de concreto armado. A compressão produzida pela carga de aterro sobre a laje de cobertura fazia com que não houvesse tração nas paredes. A excentricidade da carga ficava no núcleo central da seção transversal da parede.

Ademais, é notório o emprego de estruturas laminares em maior escala nas obras enterradas que nas obras de superfície, dada a exigência de conter o maciço e também devido à necessidade de estanqueidade ou de retenção de água e eventualmente de vapor de água.

Considerando ainda o fato de que as ações aplicadas pelo maciço são geralmente de intensidade elevada e aplicadas de forma distribuída, o uso de sistemas estruturais em casca é uma boa alternativa. Isso decorre principalmente da grande eficiência estrutural que se consegue com estruturas em casca nesses casos, em comparação com estruturas planas.

A fim de ilustrar a maior eficiência dos sistemas em casca, apresenta-se na Figura 11, um exemplo de uma estrutura enterrada empregada para fechamento de um poço de serviço. A estrutura é formada por uma laje circular maciça na sua base e uma casca cilíndrica que serve de cobertura. A casca cilíndrica apresenta bordas curvas para compatibilização com a geometria do poço. As duas estruturas, laje e casca, são unidas por pilares parede. A casca cilíndrica serve de apoio para o aterro de fechamento enquanto a laje funciona como fundação, distribuindo toda a carga no solo.



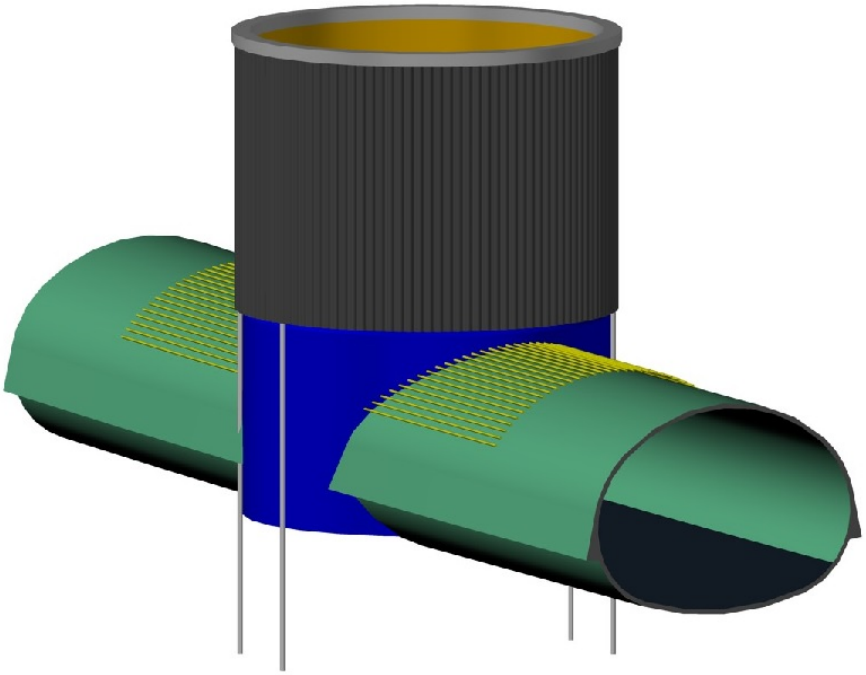
(a) (b)

Figura 11 – Ilustração da eficiência estrutural de casca empregada em obra enterrada: (a) Maquete da estrutura; (b) Croqui com cargas aplicadas (MAFFEI et al., 2012).

Fazendo-se um diagrama de corpo livre da estrutura submetida às cargas, verifica-se que a carga a ser aplicada na casca e na laje é aproximadamente a mesma (41500 kN). No entanto, a casca consegue equilibrar o carregamento com menor espessura devido à sua maior eficiência estrutural. No caso específico, a casca apresenta espessura de 60 cm enquanto a laje tem espessura da ordem de 200 cm.

Naturalmente, a escolha pelo sistema estrutural irá demandar análise de aspectos construtivos e de funcionalidade, além da eficiência estrutural. Dessa forma, o projetista poderá lançar mão do sistema estrutural mais adequado em cada caso, podendo escolher entre elementos de barra, laminares ou de volume.

Na Figura 12 ilustra-se uma combinação entre elementos laminares e barras que são respectivamente as cascas cilíndricas que formam as estruturas do poço e do túnel e as barras horizontais e verticais. As barras horizontais funcionam como enfilagens na transição entre as duas estruturas e as verticais são estacas. Enfilagem é o termo empregado para denominar elementos executados por perfurações horizontais, introdução de reforço e preenchimento da perfuração por elementos cimentícios, como a calda de cimento, por exemplo; algumas vezes também podem ser cravadas no solo, como é o caso de enfilagens de chapa em túneis formados por chapas corrugadas de aço. Na interseção entre as duas cascas encontra-se ainda uma barra curva tridimensional, denominada viga portal, que é visível na Figura 12(b) que apresenta vista interna da mesma estrutura.



(a)



(b)

Figura 12 – Ilustração de diversos elementos estruturais empregados numa obra enterrada: (a) maquete tridimensional da interseção entre poço e túnel; (b) vista interna do poço onde se observa a viga portal.

Estruturas laminares planas são muito empregadas em galerias, como por exemplo, aquelas mostradas na Figura 13. Como são estruturas formadas por elementos planos, irão equilibrar o carregamento preferencialmente com esforços de flexão o que explica as grandes espessuras desses elementos.

Cumpre apresentar algumas informações complementares, nesse caso específico ilustrado na Figura 13. Considerando que a estrutura apresente comprimento muito grande em relação às dimensões transversais, pode-se eventualmente efetuar sua análise com modelo de pórtico plano fechado, ou quadro como é comumente conhecido esse tipo de pórtico. Isso é possível desde que, além do comprimento grande, as dimensões transversais não sofram variação ao longo desse comprimento. Cumpre observar que a geometria do maciço também deve se manter constante para que o modelo plano seja satisfatório.



Figura 13 – Sistema estrutural laminar de uma galeria enterrada construída a céu aberto.

Estruturas de barra são muito empregadas também como elementos de escoramentos provisórios de valas, bem como em estroncas (pergolado) em estruturas definitivas. A Figura 14 apresenta o pergolado de uma galeria, formado por barras de concreto armado, com função de apoios horizontais discretos definitivos para as paredes da galeria.

Na Figura 15 apresenta-se ilustração de uma combinação de vários elementos de barra para formar uma estrutura enterrada. Nessa figura, observam-se dois pórticos planos paralelos e vigas perpendiculares a esses pórticos. Os pórticos

apresentam os elementos verticais com seção circular e os elementos horizontais com seção retangular. As vigas apresentam seção transversal circular.

Vigas de seção circular são comuns em obras enterradas embora sejam pouco empregadas em estruturas de superfície. Apesar da forma da seção circular não ser a mais adequada para o trabalho à flexão, as facilidades de se executar essa forma em perfurações feitas no solo, justificam seu emprego.



Figura 14 – Pergolado constituído por barras de concreto armado espaçadas que tem função de fornecer apoios horizontais para as paredes de uma galeria enterrada.

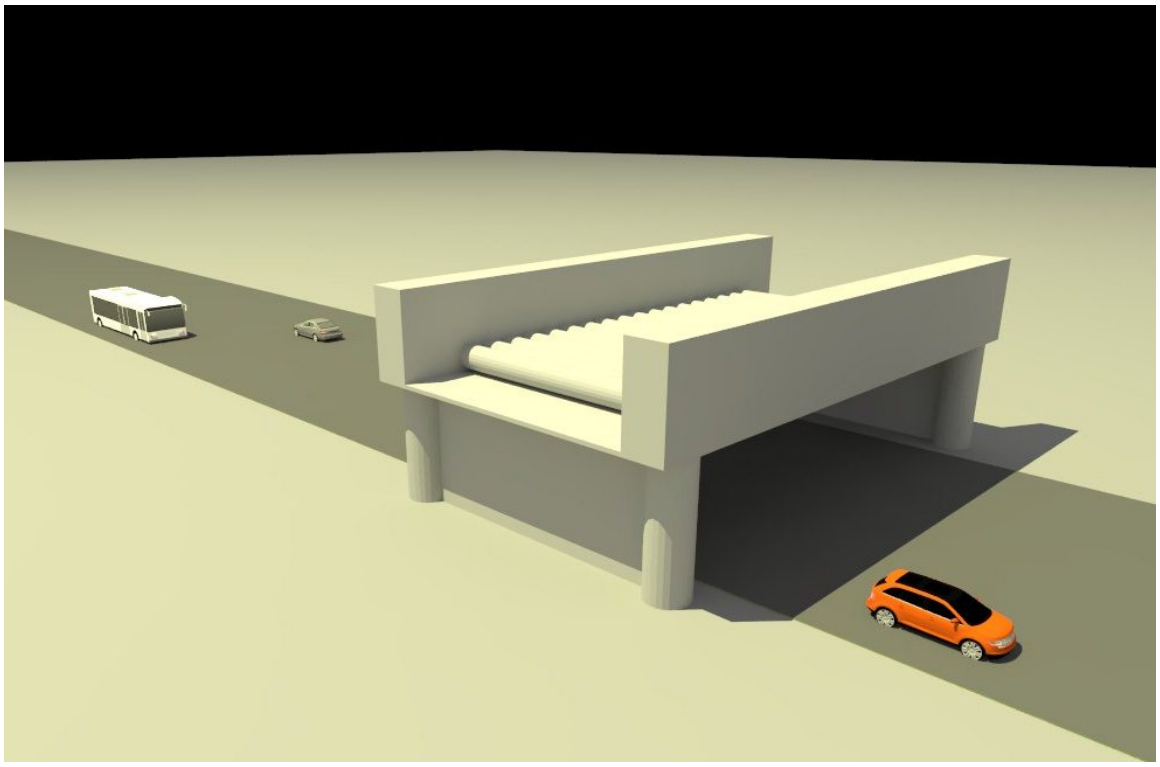


Figura 15 – Pórticos planos e vigas de seção circular empregadas em uma obra subterrânea executada como uma passagem inferior – o solo não está representado para facilitar a visualização dos elementos da estrutura que se encontra dentro do maciço.

Por fim, nos elementos de contenção de valas, é comum a utilização de tirantes, que podem ser formados por barras ou cordoalhas.

Dessa forma, virtualmente todos os sistemas estruturais são empregados nas estruturas subterrâneas. O projetista pode escolher com criatividade a solução mais adequada, levando em consideração aspectos construtivos e de comportamento estrutural.

1.5. Seções transversais e materiais

1.4.1. Forma e composição das seções transversais

Enquanto os sistemas estruturais das obras enterradas apresentam poucas diferenças em relação ao das estruturas de superfície, quando se trata de seções transversais, questões de ordem executiva influem bastante na escolha da solução mais adequada.

Observa-se uso intensivo de seções circulares em estruturas enterradas, seja para elementos submetidos á compressão, seja para elementos submetidos à flexão. Isso está relacionado à estabilidade que uma perfuração cilíndrica, ou

quase cilíndrica, apresenta em relação a outras formas. Essa maior estabilidade ocorre tanto para elementos verticais quanto horizontais ou inclinados. Dessa forma, é usual adotar-se seção circular a qual pode ser composta por vários materiais, podendo-se destacar:

- Seções de concreto armado;
- Seções de argamassa armada, como é o caso de estacas raiz;
- Seções formadas por calda de cimento armadas com barras de aço, como é o caso de chumbadores empregados em solo grampeado;
- Seções tubulares de aço, com preenchimento de calda de cimento e eventualmente com reforço adicional de barra longitudinal de aço;

As paredes contínuas também podem ser constituídas porestacões de concreto secantes. Neste caso, deve-se executá-los intercalados e enquanto estiverem com o concreto fresco, quebrá-los de tal forma que o estacão central, ao ser executado, não deixe vazios entre eles. Deve-se tomar cuidado com a armação (Figura 16).

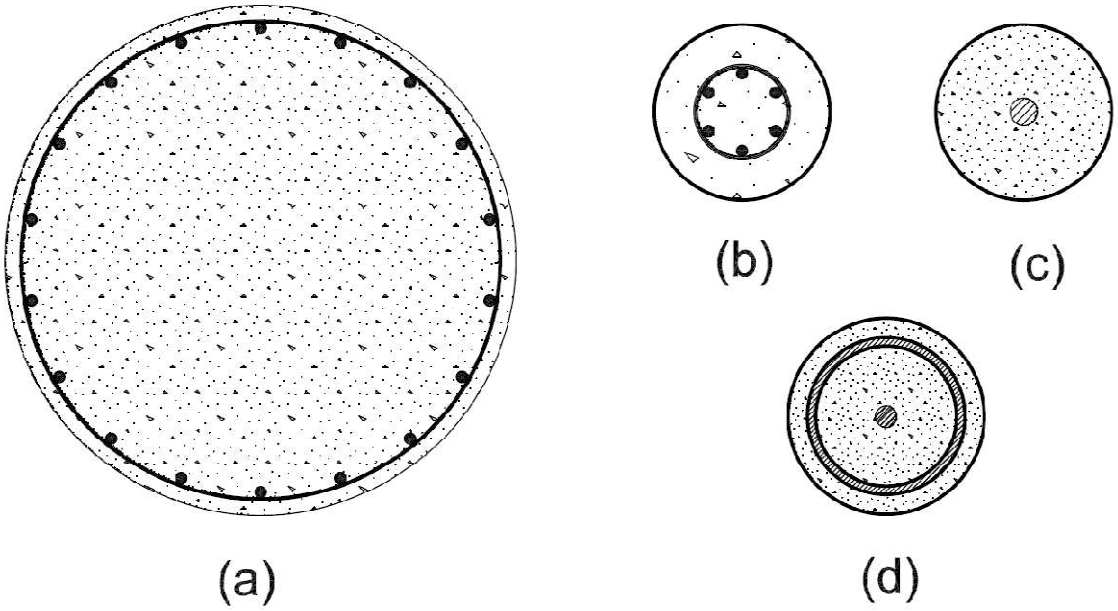


Figura 16 – Seções circulares: (a) de concreto armado, com barras longitudinais e estribos circulares; (b) de argamassa armada com barras longitudinais e estribos helicoidais; (c) de calda de cimento com reforço de armadura centrada; tubo de aço preenchido com calda de cimento reforçada com barra longitudinal de aço.

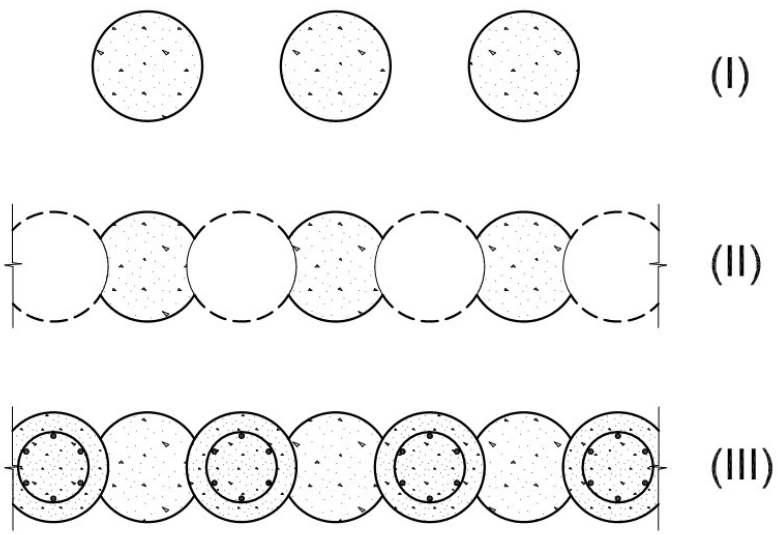


Figura 17 – Seção contínua formada por estacas secantes.

A moldagem de seções retangulares é viável com o uso de bentonita para fornecer estabilidade à escavação, como é feito, por exemplo, na execução de paredes diafragma.

A parede diafragma é uma parede contínua de concreto armado, que é moldada no local. As seções transversais usualmente são retangulares, mas podem-se conseguir formas compostas por retângulo, embora seja complicado o posicionamento da armadura.

Quando a parede diafragma tem que vencer grandes vãos, surge a dificuldade de se conseguir a continuidade da armação, nas duas direções, amarrando as gaiolas ou soldando. Faz-se hoje “armação cruzada”. Nos cantos os painéis devem ser contínuos (Figura 18).

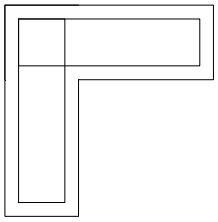


Figura 18. Armação cruzada de parede diafragma.

Para a abertura dos painéis da parede diafragma utiliza-se lama bentonítica com finalidade de conter o solo lateralmente. A bentonita em repouso forma uma película impermeável (gel), que torna possível a ação de uma tensão horizontal (σ_3), correspondente ao peso da coluna de lama (Figura19). Sendo σ_1 a tensão vertical efetiva do terreno, deve-se ter o Círculo de Mohr que representa as tensões principais (σ_1 e σ_3) tangente à envoltória de resistência do solo.

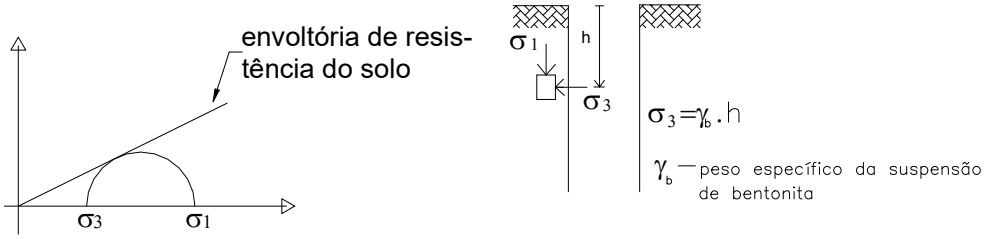
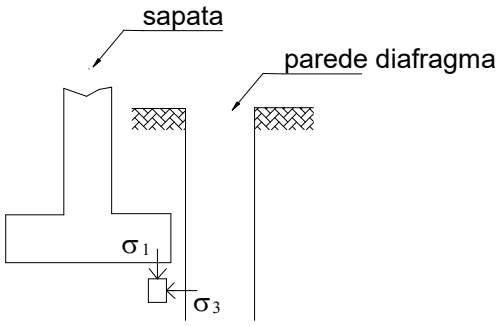


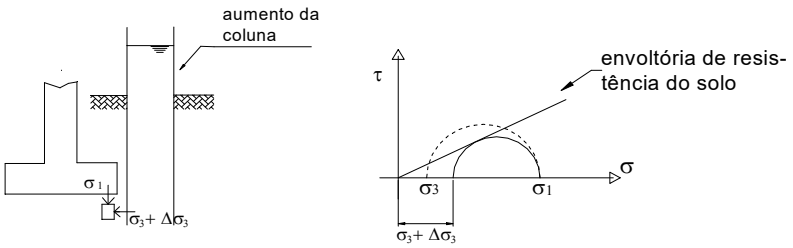
Figura 19. Parede diafragma: tensões na interface solo- coluna de bentonita.

A bentonita pode ser substituída por "colis" que é uma mistura de bentonita com cimento. Esta mistura é mais estável, porém, é menos utilizada por ser mais cara. Quando se usa "colis" deve-se tomar cuidado com o tempo de execução para evitar a sua pega antes da concretagem da parede diafragma.

Caso exista uma fundação muito próxima à escavação, que provoque esforço adicional na parede deve-se aumentar a reação "σ_3", e, para isto, por exemplo, aumenta-se a coluna de lama, conforme ilustrado na Figura 20.



(a)



(b)

Figura 20. Fundação próxima à escavação da parede diafragma.

As paredes de solo cimento são de "*jet-grouting*" ou de "*rotocrete*". Como o solo cimento não pode ser armado e a tensão admissível à compressão é pequena, estas paredes não trabalham à flexão.

Apesar disso, há exemplos de estruturas de solo-cimento executadas com "jet-grouting" trabalhando a flexão como é o caso da seção mostrada na Figura 21, na qual as colunas de "jet-grouting" tem grandes dimensões e foram reforçadas com estacas raiz para fornecer resistência a flexão.

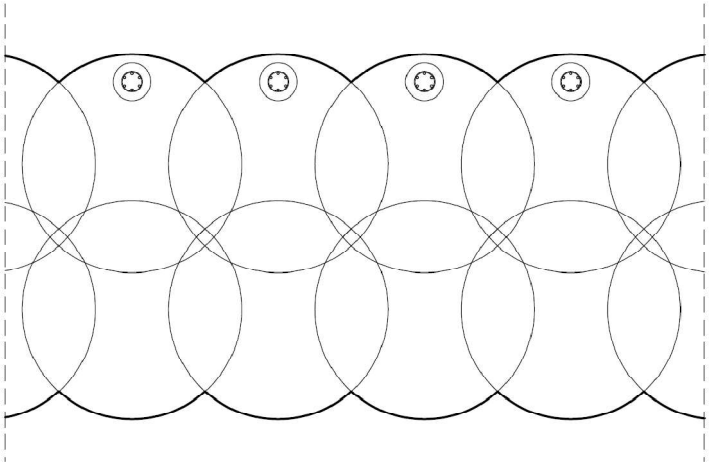
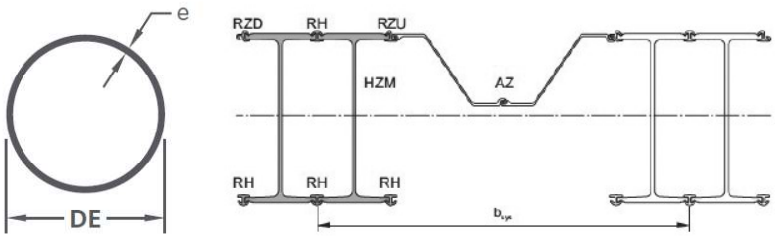


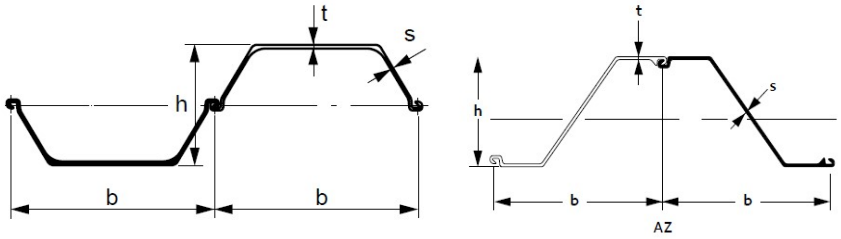
Figura 21. Seção composta por círculos secantes de solo-cimento executados com "jet-grouting" reforçado com estacas raiz (MAFFEI).

Perfis de aço também são muito empregados nas estruturas enterradas, seja na forma convencional de perfis "I" ou ainda com seções tubulares ou seções onduladas ou trapezoidais. Essas últimas são o caso de revestimentos de túneis e poços (pelo processo "tunnel liner") ou cortinas de estacas prancha.

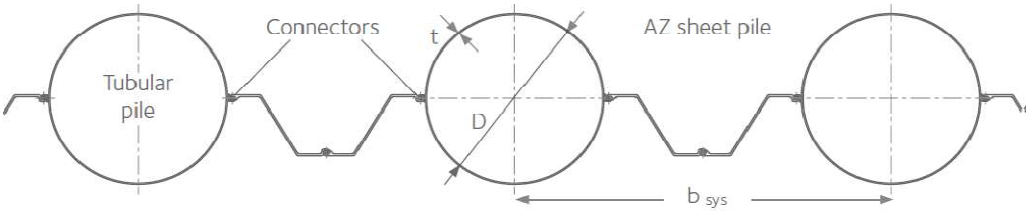
As estacas prancha, bem como os perfis tipo "I" ou tubulares, normalmente são cravados por percussão ou vibração. Estacas pranchas podem ser removidas e reutilizadas.



(a) (b)



(c)



(d)



(e)

Figura 22. Seções de aço estrutural: (a) perfis tipo “I”; (b) perfis tubulares; (c) estacas prancha; (d) seções compostas; (e) exemplo de contenção com estaca prancha;

1.4.2. Propriedades dos materiais estruturais usualmente empregados

a) Concreto moldado

O termo concreto moldado é utilizado para denominar o concreto estrutural convencional do concreto projetado, que é muito empregado em obras enterradas.

A especificação do concreto é feita da mesma maneira que nas obras de superfície, pela resistência a compressão. Para as estruturas internas das obras de subterrânea de concreto armado, usualmente é empregado concreto Classe C 30 ou C 35, cujas principais propriedades mecânicas são definidas pela ABNT_NBR 6118. Alguns valores de aproximados são citados abaixo para um concreto C 30:

- Resistência característica a compressão: f_{ck} = 30 MPa;
- Módulo de Young:
  - Tangente – $E_{c,i}$ = 30 GPa;
  - Secante – $E_{c,s}$ = 26 GPa;
- Resistência a tração:
  - $f_{ctk,inf}$ = 2,0 MPa;
  - $f_{ct,m}$ = 2,9 MPa;
  - $f_{ctk,sup}$ = 3,8 MPa;
- Resistência característica a corte puro:
  - τ_{Rk} = 0,5 MPa;

Caso a estrutura vá ficar em contato com solos ou atmosfera agressivos pode ser recomendável empregar concreto de classe de resistência superior, mas não é usual empregar classe superior a C 35, exceto em ambientes marinhos quando se emprega concreto C 40.

Porém, nas estruturas subterrâneas, é muito comum ocorrer emprego de elementos de concreto moldados contra o solo. Para esses elementos, as recomendações da norma brasileira de fundações (ABNT_NBR 6122) devem ser seguidas.

Na Tabela 2, apresenta-se transcrição de parte da Tabela 4 da NBR 6122, com parâmetros para dimensionamento estrutural desses elementos, incluindo a resistência característica.

As recomendações da Tabela 2 são voltadas para estacas trabalhando a força normal, principalmente de compressão. Nas contenções ou outras estruturas subterrâneas, o esforço predominante pode ser de flexão. Logo, deverão ser feitas adequações para emprego de algumas recomendações da Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros para dimensionamento de estacas conforme Tabela 4 da ABNT_NBR 6122.

Tipo de estaca	Classe de concreto	γ_c	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
			Armadura mínima %	Comprimento útil mínimo m	
Hélice / hélice de deslocamento / hélice com trado segmentado [a]	C30 (CAA I, II)	2,7	0,4	4,0	6,0
	C40 (CAA III, IV)	3,6			
Escavadas sem fluido	C25 (CAA I, II)	3,1	0,4	2,0	5,0
	C40 (CAA III, IV)	5,0			
Escavadas com fluido	C30 (CAA I, II)	2,7	0,4	4,0	6,0
	C40 (CAA III, IV)	3,6			
Tubulões não encamisados	C25 (CAA I, II)	2,2	0,5	3,0	5,0
	C40 (CAA III, IV)	3,6			
Raiz [b, c, d]	20	1,6	0,5	Armadura integral	---
Microestacas [b, c, e]	20	1,8	0,5	Armadura integral	---

(a) Nestas estacas o comprimento da armadura é limitado ao processo executivo;

(b) Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento;

(c) O espaçamento entre faces de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máxima de armadura são de $8\%A_c$ para diâmetros menores ou iguais a 310 mm e de $6\%A_c$ para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por traspasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- quando $A_s \leq 6\%A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando $A_s \geq 6\%A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser revestido apenas pelo aço da seção da estaca (parcela resistente do concreto é desprezada);

(d) Argamassa; (e) Calda de cimento

As propriedades de retração e fluência podem ser determinadas pela ABNT_NBR 6118. Valores médios para concretos Classe C30 podem ser de aproximadamente:

- $\varepsilon_{cs} = -100$ a -200 $\mu\varepsilon$ (0,1 mm/m a 0,2 mm/m);
- $\Phi = 2{,}0$;

Esses valores moderados podem ser usados em algumas situações, motivados pelo fato das estruturas estarem envolvidas por solo, o que mantém a umidade virtualmente constante e elevada – digamos da ordem de 75%. Há situações, no entanto em que a estrutura está mais exposta – por exemplo, em acessos de uma obra enterrada tal como o emboque de uma passagem inferior. Nessas situações é importante verificar esses valores conforme literatura técnica atualizada.

Para elementos de concreto simples, é mais comum adotar-se concreto Classe C20, que apresenta as seguintes propriedades mecânicas:

- Resistência característica a compressão: f_{ck} = 20 MPa;
  - Módulo de Young: E_c = 20 GPa a 25 GPa;
- Resistência característica a tração:
  - $f_{ctk,inf}$ = 1,5 MPa;
  - $f_{ctk,sup}$ = 2,9 MPa;
- Resistência característica a corte puro:
  - τ_{Rk} = 0,4 MPa;

Os valores de cálculo dessas resistências são encontrados na norma ABNT_NBR 6118 que indica também os valores de coeficiente de minoração das resistências.

b) Concreto projetado

Usualmente emprega-se concreto projetado com f_{ck} = 30 MPa. No caso específico de túneis executados por Método NATM, algumas especificações adicionais são necessárias não apenas quanto à resistência mecânica, mas também referentes ao tipo de acabamento superficial que se pretende imprimir.

O controle tecnológico é feito com corpos de prova extraídos de placas, conforme especificado nas normas brasileiras pertinentes.

O módulo de elasticidade é usualmente inferior ao de um concreto moldado de mesma resistência a compressão. Isso pode ser importante na análise estrutural.

c) Aço

O aço é empregado em muitas formas nas obras enterradas:

- Aço CA 50 (f_{yk} = 500 MPa) em barras para estruturas de concreto armado ou para reforços de enfilagens, estacas raiz e chumbadores de solo grampeado;
- Telas de aço soldadas de aço CA-60 (f_{yk} = 600 MPa), muito empregadas em cortinas de solo grampeado ou em túneis, ambos executados com concreto projetado;
- Aço CP 190 RB (f_{ptk} = 1900 MPa) em cordoalhas para tirantes ou elementos protendidos;
- Aço tipo 110/85 (f_{yk} = 850 MPa) para barras de tirantes;
- Perfis e chapas de aço tipo MR 250 (f_{yk} = 250 MPa) ou aços tipo AR 345 (f_{yk} = 340 MPa) para estacas, estroncas, longarinas, ancoragens, etc.
- Chapas corrugadas de aço galvanizado para revestimento de poços e túneis de pequeno diâmetro pelo processo “tunnel liner”;

O valor do módulo de elasticidade do aço é de 200 GPa. Para cordoalhas pode ser usado valor inferior, função de suas características específicas.

Especificações para proteção contra corrosão de tirantes ou barras de enfilagens e chumbadores são usuais para o caso de serem elementos permanentes.

Para os elementos de aço em contato com solo, valem as recomendações da ABNT_NBR 6122, que indica valores de redução da espessura relacionados na Tabela 3, e emprego da ABNT_NBR 8800.

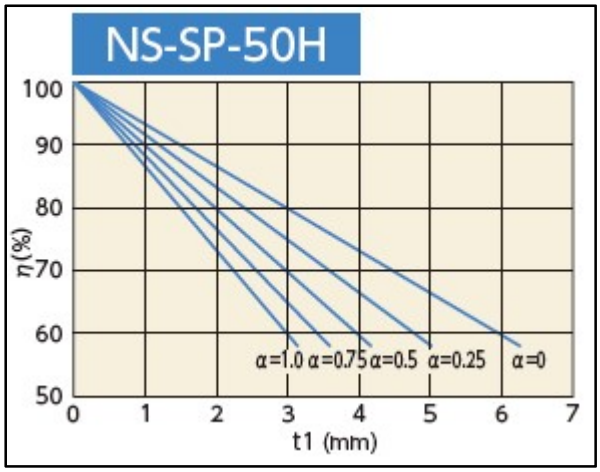
Tabela 3 – Recomendações para redução da espessura de elementos de aço de estacas conforme ABNT_NBR 6122.

Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados [a]	3,2

(a) Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.

A espessura de sacrifício é admitida uniforme, em geral. No entanto, em algumas situações, a espessura de sacrifício pode ser diferente. É o caso de estacas de contenção quando apenas uma das faces tem contato com o solo.

Valores de referência podem ser obtidos na literatura técnica especializada. O gráfico abaixo, retirado do catálogo da “Nippon Steel”, retrata a perda das propriedades geométricas de estaca prancha de aço de seção específica, empregada como contenção.



Na figura, o eixo das abscissas marca a perda de espessura de um lado da chapa metálica (t_1). O parâmetro α (t_2/t_1) é a relação entre a perda de espessura de um lado e do outro da chapa metálica, considerados dois ambientes diferentes, onde t_1 é possivelmente o marinho. O parâmetro η mede a perda das propriedades geométricas em relação à situação sem corrosão.

Observa-se que para α=1, a perda de espessura máxima prevista admitida é próxima a 3,2 mm para um lado da chapa, o que é próximo da espessura máxima de sacrifício segundo a norma brasileira. Verifica-se, ainda, que a perda das propriedades geométricas é de cerca de 40% nessa mesma situação.

d) Argamassa de cimento e areia

As argamassas de cimento e areia são empregadas para estacas raiz. Usualmente a resistência a compressão é de 20 MPa. Não há informações específicas sobre o módulo de elasticidade da argamassa resultante do processo executivo.

e) Calda de cimento

A calda de cimento é empregada para execução de enfilagens, microestacas ou chumbadores de solo grampeado. O controle é usualmente feito pelo fator água-cimento e pelo emprego de misturador de alta turbulência.

Conforme Neville (2015), a calda de cimento apresenta comportamento tensão deformação linear na compressão uniaxial, embora haja indícios de alguma não linearidade. Os resultados de ensaios apresentados na referência [3] servem como parâmetros iniciais, e indicam valores de módulos de elasticidade entre 4500 MPa e 10000 MPa, para caldas de cimento com resistências à compressão entre 17,0 MPa e 27,6 MPa.

f) Solo-cimento

O solo cimento é um concreto “muito piorado”, com 1/10 da resistência do concreto simples. Normalmente é aplicado com uso de equipamentos de “jet-grouting”.

O jet-grouting é um solo cimento misturado no campo, sob pressão. Com equipamento apropriado insere-se no terreno, injetando-se água, uma haste que pode ter um, dois ou três furos. A água, injetada sob pressão, desestrutura o solo, facilitando a formação da coluna de solo-cimento (Figura 16).Para uma coluna com 1,20m de diâmetro, tem-se um consumo de cimento de aproximadamente 11 sacos de cimento por metro de comprimento de coluna.Esta coluna é formada à medida que a haste é levantada e é injetado cimento sob pressão.

Quando há uma haste injetando nata de cimento, o processo é chamado CCP (*Chemical Churning Pile*); conseguem-se formar colunas de solo-cimento com até 80cm de diâmetro. Quando existem duas hastes concêntricas o processo é chamado JSG (Jumbo SpecialGrouting); a segunda haste aplica ar comprimido e as colunas podem atingir 1,80 m de diâmetro. Quando existem três hastes o processo é chamado CJ (*Column Jet*), sendo a terceira haste utilizada para injetar água na subida, e as colunas podem chegar a 3,10 m de diâmetro.

Outra técnica é a denominada “*Cutter Soil Mixing”* (CSM), que é similar ao “jet-grouting”, porém permite a formação de seção retangulares devido ao tipo de equipamento empregado nessa técnica (Figura 22).

As técnicas de execução de solo-cimento, como o JG ou CSM, por exemplo, têm como vantagens o fato de utilizar o solo natural e ocasionar menor volume de bota-fora. No entanto, em condições mais adversas de solo, tais como presença de matacões ou necessidade de alcançar profundidades muito grandes, a execução de paredes diafragma ou estacas raiz são as únicas que apresentam eficácia.



Figura 23 – Coluna de solo-cimento formada no solo com uso de “jet-grouting”.

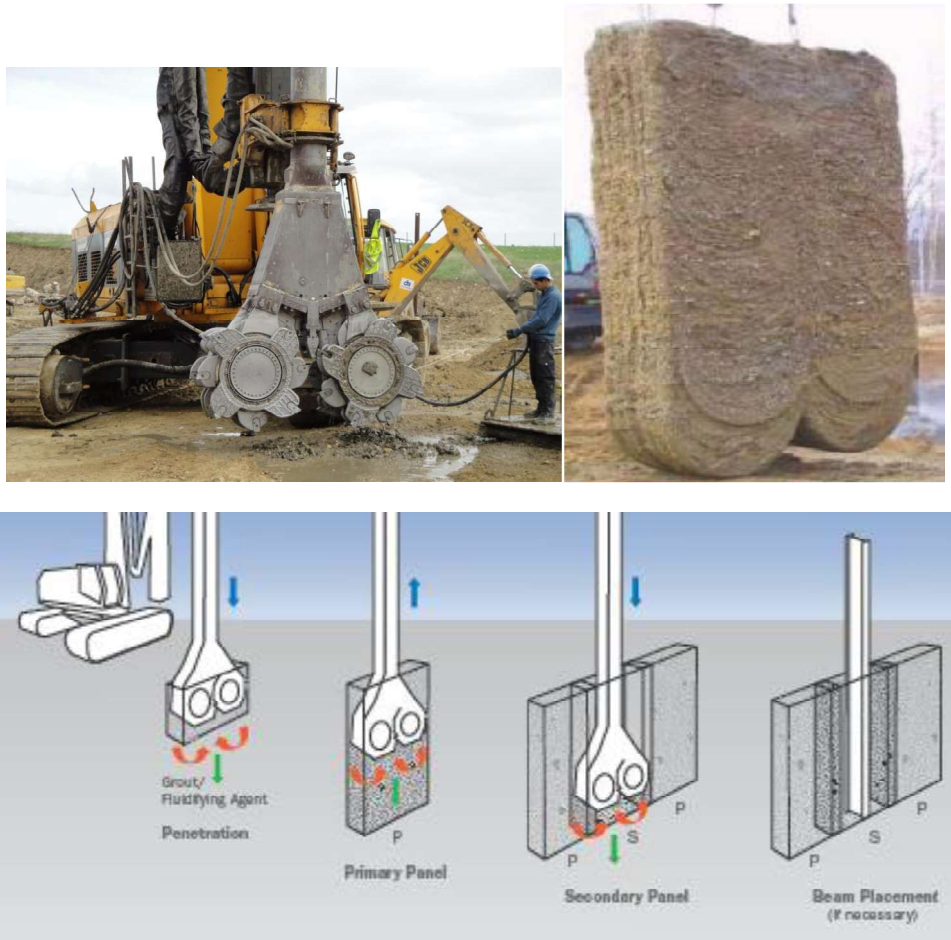


Figura 24 – Elemento de solo-cimento obtido com técnica de “CutterSoilMixing”.

1.5. Organização da apostila

Esta apostila trata das estruturas subterrâneas construídas a céu aberto e túneis. Para tanto, será dividida em duas partes.

Na primeira parte serão tratados aspectos específicos referentes à concepção, projeto e métodos construtivos de estruturas subterrâneas, tais como: modelos empregados na análise estrutural, tópicos especiais do dimensionamento de elementos estruturais e uma introdução à estruturas em casca com ênfase à sua aplicação em paredes e coberturas de obras enterradas.

A segunda parte trata da análise de estruturas provisórias e permanentes de valas e poços, bem como os métodos construtivos e aspectos conceituais da análise de túneis.

BIBLIOGRAFIA

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 6122: 2019. Projeto e execução de fundações.

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 6118: 2014. Projeto de estruturas de concreto.

[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 8800: 2008. Projeto de execução estruturas de aço e mistas de aço e concreto.

[4] ALONSO, U. R. (1993). Reavaliação do dimensionamento estrutural de estacas raiz face à exigência do ensaio MB-3472 da ABNT. Solos e Rochas, São Paulo, 16, (1): 41-44, 1993.

[5] CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS MICROESTACAS TUBULARES INJETADAS. Resultados da análise teórica e experimental de 33 segmentos de fuste de microestacas tubulares (sem bainha e injeção), submetidos à compressão simples. SOLOTRAT, São Paulo, s.d.

[6] INGOLD, T. S. (1982). Reinforced Earth. Thomas Telford, London, 1982.

[7] LOPES, P. N. P. Projeto geotécnico – execução de fundações profundas: a tecnologia cutter soil mixing. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2010.

[8] MAFFEI, C. E. M.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; GUAZZELLI, M. C.; CARREIRA, W. (2012) Análise teórica e instrumentação de uma estrutura subterrânea em casca de concreto projetado utilizada para fechamento de um poço de serviço. 3º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunnelling – SAT 2102.

[9] NEVILLE, A. M. (2015). Propriedades do concreto. 5 ed. Bookman, 2015.

[10] PRATES, D. B.; FREITAS, P. H. O.; PARK, Y. Contenções de escavações em regiões urbanas: avaliação de soluções para drenagem. EPUSP-PEF: Trabalho de Formatura em Projeto Estrutural e Geotécnico II. São Paulo, 2019.

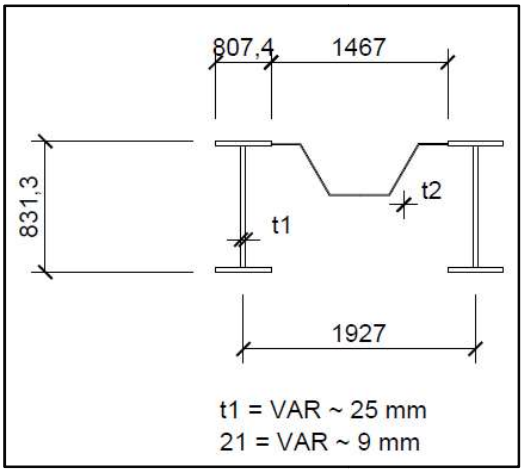
[11] TEIXEIRA, P. W. G. N.; GONÇALVES, F. D. R. (2009). Pontilhão rodoviário com sistema construtivo em arco pré-moldado. 2º Encontro Nacional de Pesquisa- Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2009.

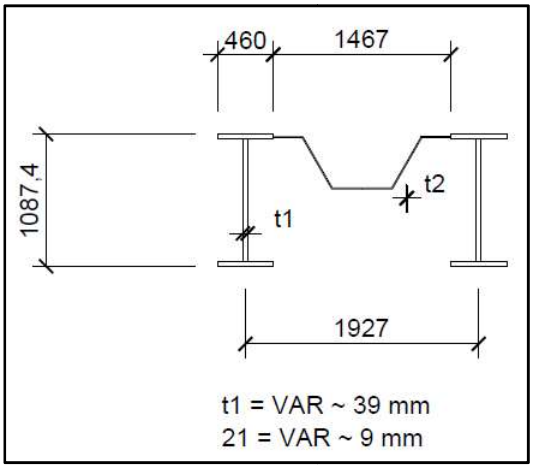
[12] TEIXEIRA, P. W. G. N.; MAFFEI, C. E. M.; GUAZZELLI, M. C. Resistência a força cortante de vigas de concreto armado com seção transversal circular. Revista IBRACON de estruturas e materiais. Volume 5, Nº 6 (Dezembro, 2012). P.781-797.

EXERCÍCIOS

Q1) Determinar um perfil de aço composto por seções "I" e "U" que apresente mesma rigidez a flexão ($E_s I$) que uma contenção descontínua feita com estacões de concreto moldado de seção circular com 1 m de diâmetro espaçados cada 2 m. Admitir E_c = 21 GPa e E_s = 200 GPa.

Solução: Abaixo se apresentam duas seções. A primeira, com mesmo valor de EI, porém com altura de perfil menor. A segunda, com altura mais próxima da solução em concreto (~ 1m). Ambas as seções com perfis comerciais. Um arranjo mais eficiente poderia ser estudado: apresente uma possibilidade.





Massa do perfil: 228 kg/m ($E_s I \sim E_c I$) Massa do perfil: 330 kg/m ($E_s I \sim 2{,}6\ E_c I$)

Croqui sem escala - medidas em mm.

Q2) Que diferenças resultam no comportamento estrutural de uma contenção com estacas pranchas tipo "U" e tipo "Z", sendo ambas com mesmas dimensões.

Solução: A diferença resulta no fato que as estacas tipo "U" apresentam emendas na metade da altura, onde as tensões de cisalhamento devidas à força cortante são máximas, o que pode ser verificado com emprego da expressão de Jourávski:

$$\tau_{xy} = \frac{V_y \times S}{I_x \times b}$$

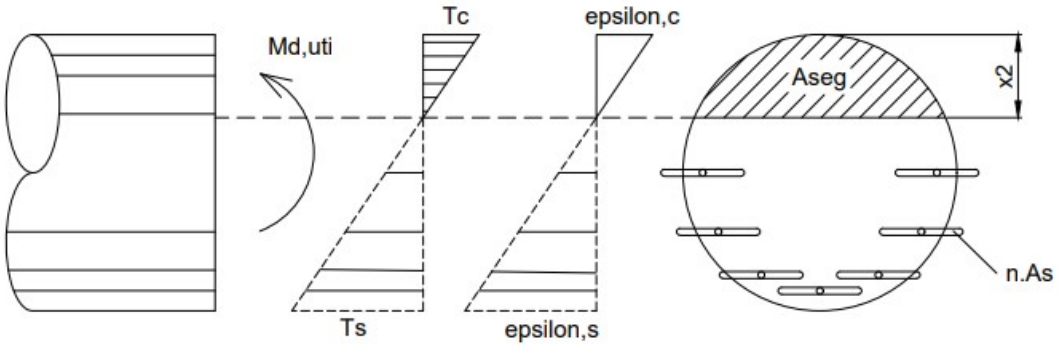
Onde:

τ_{xy} = Tensão de cisalhamento (kN/cm²);
S = Momento estático da região em análise referente à linha neutra (cm³);
V_y = Força cortante (kN);
b = Largura da seção (cm);
I_x = Momento de inércia da seção (cm^4);

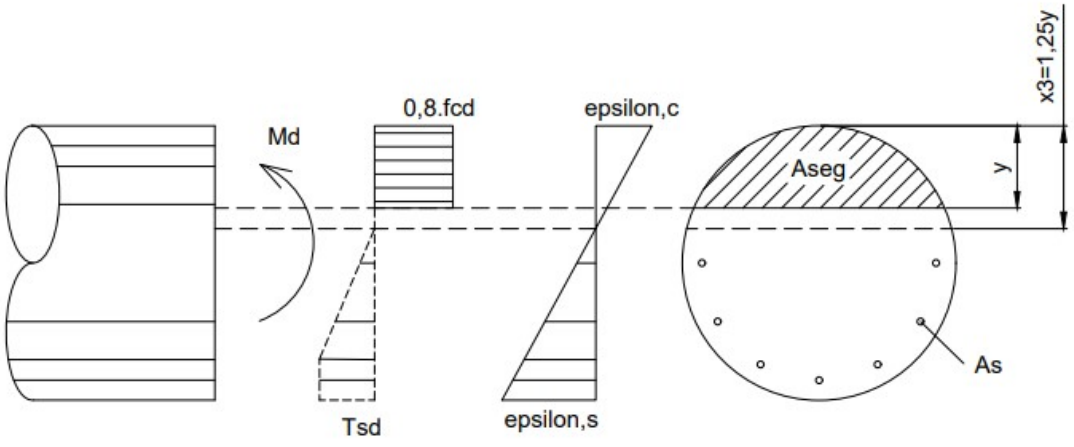
Q3) Apresentar equacionamento de seções circulares de concreto armado em flexão simples nos estádios II e III, com armadura simples, uniformemente distribuída, considerando peças sub-armadas.

Solução:

Estádio II: A linha neutra é encontrada fazendo-se somatório de momentos estáticos nulo, adotando-se para isso área de aço equivalente, $A_{s,eq} = n.A_s$. Materiais em regime elástico, porém o concreto não colabora na região tracionada.



Estádio III: Encontrar a posição da LN por equilíbrio, podendo ser empregado diagrama retangular simplificado no concreto. Deve-se testar a compatibilidade de deformações conforme o domínio de deformação específico [10].

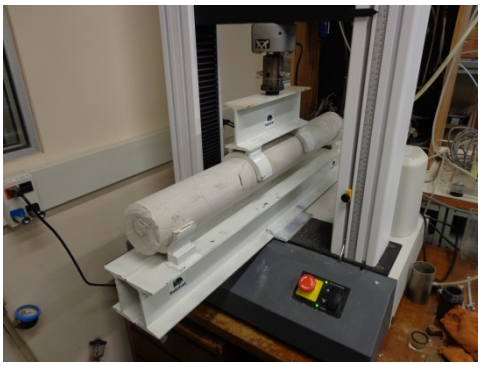


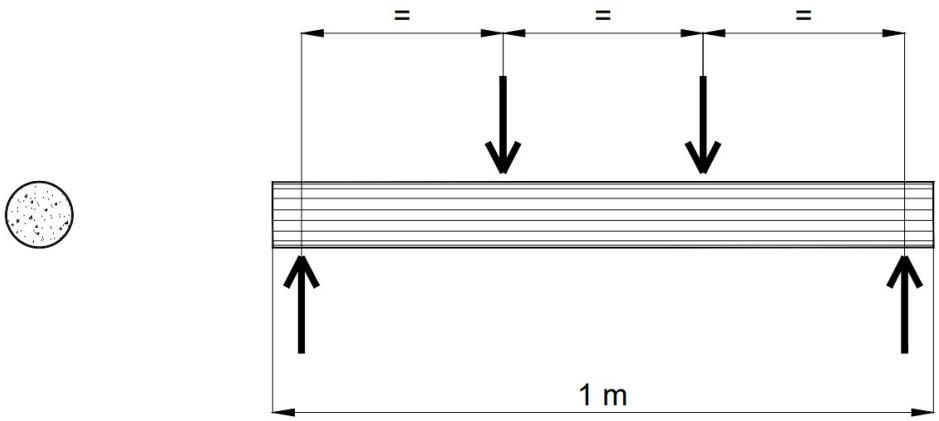
Resolver para o caso de um tubulão em ambiente com CAA II. Adotar diâmetro de 100 cm e armação constituída por 12 barras de 25 mm. Determinar o valor de M_{Rd} no estádio III. Posteriormente, usando valor de $M_{d,UTI} = M_{Rd} / 1,4$ estimar as tensões no aço e no concreto em serviço.

Q4) Discutir para a seção do tubulão da questão anterior quais os arranjos de armadura para resistir a força cortante. Determinar V_{Rd2} e detalhar um arranjo de armadura para esse valor de força cortante, ou seja para $V_{Sd} = V_{Rd}$.

Q5) Uma série de ensaios de modelos de vigas de seção circular foi conduzida para avaliar o efeito de arranjos distintos de armaduras. Comentar sobre as diferenças de comportamento estrutural registradas.

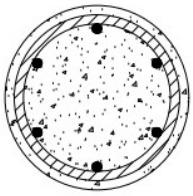


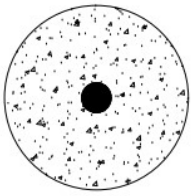


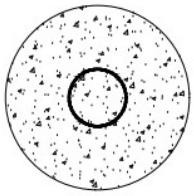


- Arranjos de armadura:

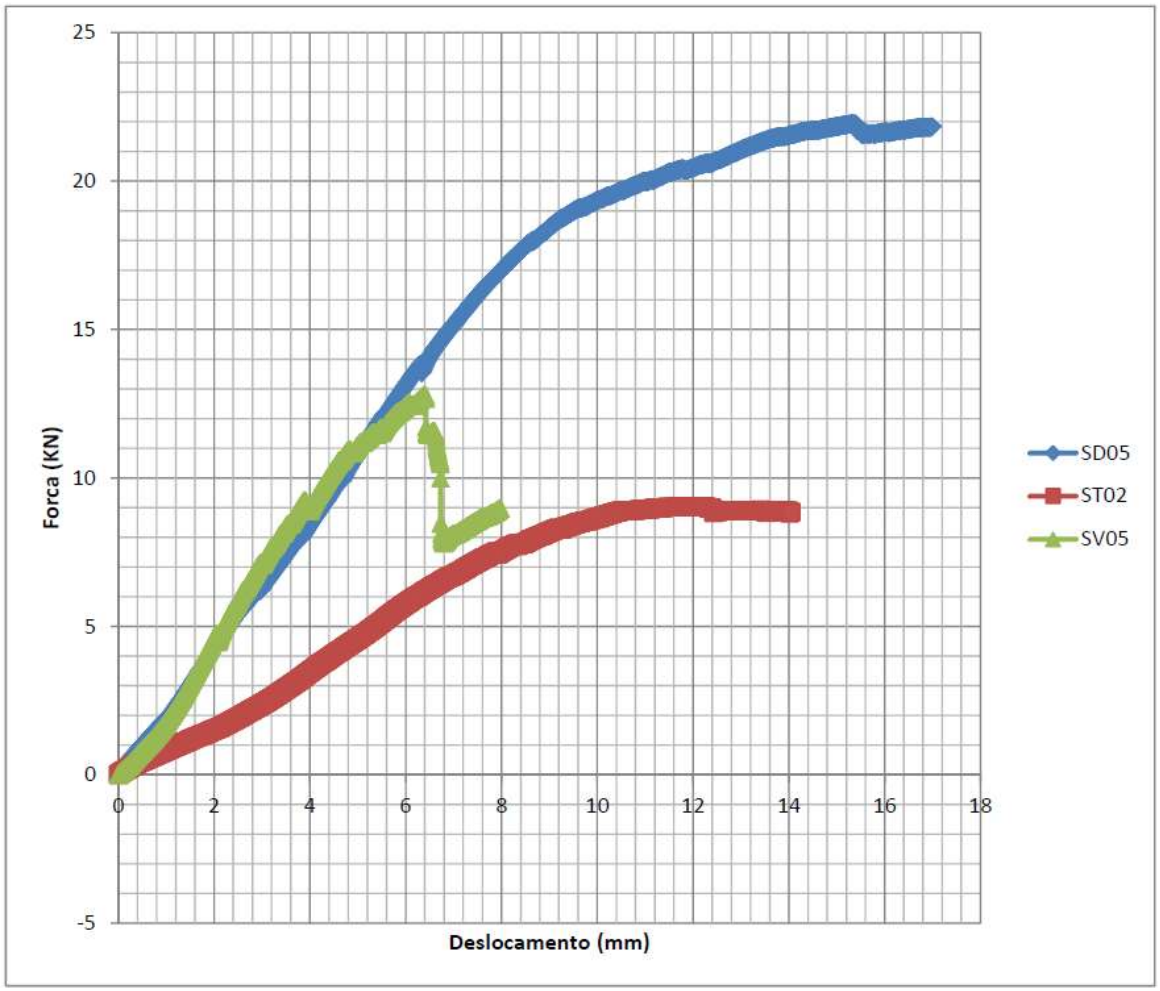
Distribuída (SD) Concentrada (SV) Tubo (ST)







Φ estaca = 10 cm; Φ estaca = 10 cm; Φ estaca = 10 cm;
As = 6 Φ 5 mm (CA-60); As = 1 Φ 16 mm (CA-50); As = 1 tubo de 32 mm;



Arranjos de armadura e resultados típicos

RESPOSTA:

- Nas estacas com armação distribuída no perímetro (SD), o comportamento é típico de uma viga de concreto armado sub-armada, com fissuração bem distribuída, e a mesma apresenta elevadas resistência e rigidez, tendo sido registrado valor médio de 21,84 kN como carga última. Este arranjo, embora mais eficiente, pode ter limitações de utilização em algumas aplicações práticas em função do método construtivo;
- Nas estacas reforçadas com um vergalhão CA 50 de 16 mm (SV) centralizado, observou-se rigidez inicial boa, porém com ruptura brusca, por força cortante-compressão. Isso é devido ao fato de que a barra de reforço de aço não consegue trabalhar efetivamente devido à sua posição na seção transversal. A carga média obtida foi de 10,73 kN;

- Nas estacas reforçadas com tubo de 32/1 (ST), observou-se menor rigidez que nas outras, porém, com boa ductilidade. Apesar das resistências menores, fato evidenciado pelo valor médio da carga última de 7,59 kN, o fato de não apresentar ruptura brusca pode ser favorável.
- De maneira geral as estacas SV e ST apresentaram maior dispersão de resultados o que pode ser explicado pela dificuldade em obter posicionamento preciso da armadura. Esta é uma observação que pode ser importante para aplicações práticas e não está expressa na gráfico apresentado pois o mesmo contém apenas uma curva força-deslocamento para cada modelo de peça ensaiada.