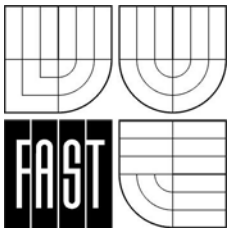
VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

JAN MASOPUST, VĚRA GLISNÍKOVÁ

NÁZEV PŘEDMĚTU

MODUL M01

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB



STUDIJNÍ OPORY
PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S KOMBINOVANOU FORMOU STUDIA

© Jan Masopust, Věra Glisníková, , Brno 2006

OBSAH

1 Úvod 8

2 Plošné základy 17

2.1 Druhy plošných základů 17

2.1.1 Základové patky 18

2.1.2 Základové pásy 18

2.1.3 Základové rošty 20

2.1.4 Základové desky 20

2.1.5 Prostorové základové konstrukce 21

2.2 Hloubka založení 22

2.3 Zatížení 25

2.3.1 Napětí v základové půdě od zatížení σ_z 27

2.4 Stabilita plošných základů 31

2.4.1 Geotechnické kategorie 31

2.4.2 Únosnost základové půdy 32

2.4.3 Sedání základové půdy 41

2.4.4 Časový průběh sedání 47

3 Hlubinné základy 50

3.1 Studně a kesony 50

3.2 Piloty 52

3.3 Vrtané piloty 53

3.3.1 Vrty pro piloty a vrtné nástroje 57

3.3.2 Přípravné práce před betonáží 65

3.3.3 Betonáž vrtaných pilot 67

3.3.4 Práce dokončovací 70

3.4 Technologický postup výroby pilot prováděných průběžným šnekem (CFA) 71

3.5 Osová únosnost vrtaných pilot 73

3.5.1 Interakce piloty a základové půdy 73

3.5.2 Statické zatěžovací zkoušky pilot 74

3.5.3 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 1. skupiny mezních stavů 78

3.5.4 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 2. skupiny mezních stavů 82

3.5.5 Osová únosnost skupiny pilot 89
3.6 Příčné zatížení pilot 93
3.7 Ražené piloty 100
3.8 Mikropiloty 106
3.8.1 Technologický postup výroby mikropilot 108
3.8.2 Únosnost mikropilot 117
4 Stavební jámy 125
4.1 Druhy stavebních jam 125
4.2 Roubené výkopy – technologie výstavby 126
4.2.1 Roubení rýh 127
4.2.2 Roubení šachet 130
4.2.3 Roubení stavebních jam 131
4.2.3.1 Záporové pažení 137
4.2.3.2 Pilotové stěny 143
4.2.3.3 Podzemní stěny 146
4.2.4 Roubené výkopy – návrh a posouzení 150
4.2.4.1 Zatížení pažících konstrukcí 150
4.2.4.2 Zemní tlaky 151
4.2.4.3 Přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení 157
4.2.4.4 Účinky podzemní vody 158
4.2.5 Výpočet pažících konstrukcí 161
4.2.5.1 Tuhé pažící konstrukce nekotvené a nerozepřené 161
4.2.5.2 Tuhé pažící konstrukce jednonásobně kotvené a rozepřené 165
4.2.5.3 Ohebné pažící konstrukce – metoda závislých tlaků 169
4.2.6 Vnější a vnitřní stabilita pažících konstrukcí 178
5 Seznam použité literatury 184
5.1 Studijní prameny 184
5.1.1 Seznam použité literatury 184

Předmluva

Předložená skripta podávají stručný přehled o zakládání staveb. V kapitole zabývající se plošnými základy jsou probrány geotechnické kategorie a základní návrhové postupy vycházející z mezních stavů. Tyto návrhové postupy jsou aplikovány pro návrh a posouzení jednotlivých druhů plošných základů, jimiž jsou základová patka, pas a deska. Probraná látka je doplněna příklady konkrétních výpočtů. V následující kapitole se zabýváme prvky hlubinných základů, kterými jsou dnes již skoro nepoužívané studny a kesony, dále nejrozšířenějšími pilotami, z nichž jsou probrány pouze ty druhy, které jsou v České republice obvyklé a mikropilotami. Výpočetní postupy jsou ilustrovány příklady. Ve čtvrté kapitole jsou probrány metody roubení stavebních jam, jednotlivé druhy pažení včetně jejich statického posouzení. I v této kapitole jsou konkrétní početní příklady.

Tato učební pomůcka vznikla z potřeby výuky předmětu Zakládání staveb pro distanční studium a předkládá pouze základy této nauky. Pro hlubší a podrobnější studium tohoto předmětu jsou proto v jednotlivých kapitolách uvedeny příslušné odkazy na doplňující literaturu.

Zakládání staveb je obor, v němž pokrok se ubírá především dvěma cestami:

- hlubším a postupným poznáváním fyzikálních principů interakce ve vztahu základová půda – stavební konstrukce,
- vývojem technologií v závislosti na vývoji a výrobě stále dokonalejších strojních sestav,

přičemž tempo vývoje je určováno především druhým faktorem, který je hnán obecnou snahou investorů a podnikatelů ve stavebnictví za vývojem stále progresivnějších a produktivnějších výrobních postupů. To se týká zejména oblasti speciálního zakládání staveb, do níž řadíme obyčejně hlubinné základy, z nichž základní typy jsou probrány v kapitole 3, stavební jámy, kterými se zabývá kapitola 4 a metody zlepšování vlastností základových půd, jež nejsou v těchto skriptech zmíněny. Problematika návrhu plošných základů je v podstatě uzavřena a nelze v budoucnu očekávat významný pokrok. Ten se v této oblasti ubírá zejména cestou matematického modelování složitých základových desek a jejich interakcí se základovou půdou, přičemž vyvíjeny jsou zejména modely podloží, které nejlépe odpovídají mechanickému chování základových půd, jež je významně odlišné od chování jiných stavebních materiálů.

V Praze a Brně, září 2006 autoři

1 Úvod

Zakládání staveb se zabývá návrhem, stavbou a kontrolou základů staveb, popřípadě i jejich sanacemi a rekonstrukcemi. Další zájmovou oblastí jsou potom stavební jámy, které tvoří nedílnou součást základů staveb a jejich budování bývá mnohdy náročnější, než výstavba vlastních základů realizovaná ze dna těchto jam. Základy jsou nejspodnější částí stavby, jimiž stavba přichází do styku s nejpřirozenějším stavebním materiálem, kterým je základová půda, jež může být tvořena jak horninami v přirozeném stavu, tak i uloženinami vzniklými zčásti, nebo i zcela lidskou činností. Každá stavba tvoří spolu se základy a základovou půdou jeden celek, přičemž snahou je navrhnout a realizovat základy každé stavby tak, aby byla zajištěna především její bezpečnost a přiměřená životnost, ale také aby bylo dosaženo hospodárnosti a dostatečné rychlosti provádění. Tyto zdánlivě protichůdné obecné požadavky kladené na základy staveb nelze splnit zcela a jednoznačně, neboť existuje téměř vždy více možných řešení, z nichž výběr toho nejlepšího není jednoduchý.

Teoretický základ nauky o zakládání staveb tvoří na jedné straně inženýrská geologie a hydrogeologie, mechanika zemin a skalních hornin, na druhé straně pak stavební mechanika a nauka o konstrukcích staveb. To však zdaleka nestačí, neboť nedílnou součástí návrhu základů je stanovení a posouzení možností jejich realizace, což souvisí zvláště s otázkami technologickými. V neposlední řadě je třeba posoudit i ekonomii návrhu, neboť ta bývá mnohdy rozhodujícím kriteriem při konečném výběru druhu a metody zakládání. Je tedy zřejmé, že při návrhu základů nelze postupovat deduktivní metodou, neboť mnohé souvislosti nelze jednoznačně definovat. Jak uvádí Bažant (1973), k cíli vede induktivní metoda, při níž se eliminují nevhodná řešení a to na základě relativně jednoduchých a jasně formulovaných kriterií. Přesto, že v zakládání staveb vycházíme z moderních teoretických poznatků o fyzikálním chování a vlastnostech základových půd i stavebních konstrukcí, důležitou roli hraje i nadále zkušenost. Ta je, jak známo, jen zčásti přenosná a lze ji získat dlouhodobou praxí zahrnující nejen projektování, ale také zkušenosti s prováděním a kontrolou základů, které lze získat nejlépe na stavbách. Zásadní rozdíl mezi úlohami řešenými v zakládání staveb a úlohami, před kterými stojí projektant např. ocelových, nebo betonových konstrukcí spočívá v tom, že zatímco u těchto jasně definovaných materiálů jsou jejich vlastnosti předepsány (třídou oceli, třídou betonu), v zakládání staveb pracujeme se základovou půdou, jejíž vlastnosti je třeba nejprve zjistit a potom

hledat základové prvky, konstrukce a metody, které budou při respektování těchto vlastností vhodné. Zjišťováním vlastností základových půd se zabývá mechanika zemin a skalních hornin, ovšem kritický výběr konkrétních velikostí jednotlivých parametrů a jejich interpretace je již vesměs na projektantovi. To není ideální stav, neboť vzájemná spolupráce mezi zpracovatelem geotechnického průzkumu a projektantem zakládání staveb bývá často nedostatečná.

Přesto, že zakládání staveb je komplexní disciplínou využívající poznatky z mnoha vědních oborů a syntetizující je do výsledného návrhu vyhovujícího co nejlépe jistým, jak obecně platným, tak i často speciálním kritériím, vznikly v metodologii zakládání staveb v poslední době relativně vyhraněné směry, preferující tu, či onu oblast poznání. Tento trend je pochopitelný, neboť na jedné straně možnosti matematického modelování interakce základových konstrukcí se základovou půdou, na straně druhé výsledky polního a laboratorního zkoušení vlastností základových půd otevírají dříve netušené možnosti zkoumání základových konstrukcí a mění zakládání staveb, jakožto původně převážně empirickou disciplínu na vědu založenou na výpočtech. Nelze však opomenout tu skutečnost, že zakládání staveb řeší především praktické úlohy, tj. umožňuje navrhovat a budovat základy staveb na konkrétním staveništi, v reálném čase a s reálnými prostředky. V současné době lze pozorovat následující dva základní přístupy v řešení problémů zakládání staveb:

Metoda matematického modelování

Preferuje se matematické modelování interakce základů se základovou půdou, přičemž rozhodující jsou geometrické vztahy, tedy tvar, rozměry apod. Vlastnosti materiálů stavebních konstrukcí jsou předepsány a na zhruba stejné úrovni se do výpočtů zavádí vlastnosti základových půd. Chování této složené konstrukce se předpokládá pružné, plastické, nebo jakkoliv jinak definované a to pomocí tzv. konstitutivních vztahů, vyjadřujících fyzikální vztahy mezi napětím a přetvořením. Komplexností a složitostí konstitutivních vztahů se posuzuje kvalita modelu, neboť vlastní výpočetní metodou matematicky definovaného problému s omezeným počtem vstupů je vesměs metoda konečných prvků (MKP), popřípadě okrajových prvků (MOP), pro něž zvláště geotechnika otevírá široké pole působnosti. Jedním z problémů tohoto přístupu, zvláště pro řešení konkrétních praktických úloh, je potřeba získání fyzikálních parametrů zemin, z nichž mnohé často neumíme ani změřit, neboť instrumentace příslušné zkoušky je buď obtížná, nebo dokonce nereálná.

Takové parametry se získávají v lepším případě nepřímými zkouškami, ale častěji odborným odhadem, který se ovšem nesrovnává s „exaktním“ výpočtem, tudíž výsledek je přinejmenším nevyrovnaný. Druhým a zřejmě významnějším problémem tohoto přístupu je praktická nemožnost matematického modelování tzv. technologických efektů doprovázejících instalaci základových prvků a konstrukcí. Tyto technologické jevy dokážeme do jisté míry kvalifikovat, ovšem jejich exaktní kvantifikace, nutná do fyzikálních rovnic, je zatím mimo možnosti geotechniky. Bohužel nepomáhá ani fyzikální modelování a to vlivem měřítka (tzv. scale-effect), neboť technologické jevy jsou svým způsobem unikátní a v jiném měřítku prakticky nenapodobitelné. Uvedený přístup, trpící popsanými nedostatky, je nicméně nejvhodnější pro tzv. parametrické studie, umožňující rozpoznat vliv jednotlivých komponentů a to zvláště geometrických tvarů a základních fyzikálních vlastností. Pro mimořádně složité a rozsáhlé konstrukce je tento přístup nezbytný.

Inženýrský přístup k řešení úloh

Preferují se poznatky získané pozorováním a měřením na stavbách, tedy na konkrétních konstrukcích ve skutečném měřítku. Využívá se při tom relativně jednoduchých teoretických předpokladů, např. teorie pružnosti aplikované na pružný poloprostor, jímž se modeluje základová půda. Snahou je potom nalézt významné vlastnosti, které nejvíce ovlivní výsledné chování konstrukce za důsledného respektování technologických vlivů. Výsledkem potom bývá množství různých „koeficientů“, jimiž jsou jednoduché vzorce a rovnice doplňovány a „upřesňovány“. Ty ovšem budí nedůvěru a mnohdy i odmítání ze strany zastánců prvního přístupu a činí jej „nevědeckým“. Uvedený přístup je pro řešení úloh tvarově složitých nepřijatelný, nicméně výsledky získané touto metodikou pro běžné úlohy nejsou o nic horší, než výsledky přístupu předchozího.

Budoucnost spočívá zřejmě v kritické syntéze obou přístupů, jejíž náznaky lze vystopovat v posledním desetiletí v příspěvcích na různých specializovaných mezinárodních konferencích zvláště monotématických.

Úkolem předložených skript tedy není podat přehled o nejmodernějších poznatcích v daném oboru, neboť to v dnešní době není již reálné a rozsah publikace to zdaleka neumožní. Navíc zakládání staveb se jako ostatně každý technický obor rychle rozvíjí a jakkoliv nejnovější poznatky jsou již za měsíc zastaralé. Co ovšem učinit lze, je podat přehled o užívaných prvcích a metodách v zakládání staveb v České republice a to s ohledem na její

specifické geotechnické podmínky a tradice v tomto oboru a to při důsledné zpětné vazbě na konkrétní praktické poznatky získané navrhováním a realizací základů a pozorováním na stavbách. Přesto, že si uvědomujeme omezenou dobu platnosti předložených poznatků, budeme především odpovídat na otázku: jak ?, přičemž v mnoha případech se pokusíme zodpovědět i: proč

Základy staveb, které lze zhruba rozdělit na plošné a hlubinné, se navrhují na základě metodiky mezních stavů, přičemž v úvahu připadají následující 2 mezní stavy:

1. mezní stav – únosnosti, který souvisí se stabilitou základové konstrukce,
2. mezní stav – použitelnosti, který souvisí s deformacemi základových konstrukcí.

Na rozdíl od evropské praxe, byly v naší zemi zavedeny mezní stavy do zakládání již v r.1967 a to původní normou ČSN 73 1001, která se zabývala plošnými základy. Ta byla v r.1987 přepracována, přičemž byla zavedena nová (mezinárodní) klasifikace zemin a hornin. Princip mezních stavů byl pak v rámci Evropy přijat vydáním tzv. Eurokódů, které představují soubor norem pro konstrukční a geotechnický návrh pozemních a inženýrských staveb. Zakládání staveb se týká ČSN EN 1997 Eurokód 7 – Navrhování geotechnických konstrukcí, jež má v definitivním znění z r.2004 dvě části: část 1 – obecná pravidla, část 2 – Navrhování na základě laboratorních a terénních zkoušek. Úkolem Eurokódů je podat harmonizovaná technická pravidla pro stavební objekty a předložit prostředky k ověření, zda pozemní a inženýrské stavby vyhovují základním požadavkům evropské Směrnice pro stavební výrobky. Cílem tohoto snažení je vyjasnit problematiku prokazatelné úrovně bezpečnosti konstrukcí spolu se všemi souvisejícími aspekty, což v geotechnice znamená:

1. přezkoušet rozdílně definované pojmy bezpečnosti z hlediska mechaniky zemin a převést je na jednotný koncept bezpečnosti,
2. sjednotit koncept bezpečnosti základů s konceptem bezpečnosti nadzákladové konstrukce,
3. spojit koncept geotechnické bezpečnosti v prokazatelné formě s dílčími koeficienty bezpečnosti, které stanoví stavební úřady (normalizační ústavy) jednotlivých členských zemí za účelem dosažení harmonizace technických pravidel.

Jedná se samozřejmě o dlouhodobý úkol, tudíž pro vlastní návrh

základů platí v současné době (do 31.12.2008) jak výše zmíněný Eurokód, tak i původní národní normy, pokud byly k dispozici. V České republice to jsou v podstatě pouze 2 normy a to:

- ČSN 73 1001 (1987) Základová půda pod plošnými základy, která se zabývá klasifikací zemin a hornin a návrhem plošných základů,
- ČSN 73 1002 (1986) Pilotové základy, z níž však v současné době platí pouze torzo týkající se obecných zásad pro navrhování.

Vzhledem k tomu, že Eurokód 7 se vztahuje na provádění a kontrolu pouze v rozsahu nezbytném k určení jakosti stavebních výrobků a úrovně prací potřebných ke splnění předpokladů pravidel pro navrhování, byly zvláště přičiněním Mezinárodní asociace dodavatelů speciálního zakládání staveb zahájeny práce na vytváření harmonizovaných evropských norem prováděcích. Do r.2006 se podařilo vydat definitivní znění následujících norem týkajících se provádění, monitoringu a kontroly provádění speciálních geotechnických prací (uvádíme názvy českých překladů norem, neboť Česká republika je od r.1997 členem CEN/CENELEC a má právo zúčastňovat se na tvorbě těchto norem a povinnost tyto normy převzít):

- ČSN EN 1536: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty,
- ČSN EN 1537: Provádění speciálních geotechnických prací – Horninové kotvy,
- ČSN EN 1538: Provádění speciálních geotechnických prací – Podzemní stěny,
- ČSN EN 12 063: Provádění speciálních geotechnických prací – Štětové stěny,
- ČSN EN 12 699: Provádění speciálních geotechnických prací – Ražené piloty,
- ČSN EN 12 715: Provádění speciálních geotechnických prací – Injektování,
- ČSN EN 12 716: Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž,
- ČSN EN 14 199: Provádění speciálních geotechnických prací - Mikropiloty,
- ČSN EN 14 731: Provádění speciálních geotechnických prací - Hloubkové zhutňování zemin vibrováním.

Další prováděcí normy týkající se hřebíkování a vyztužování zemin, jakož i geodrénů jsou v různých stádiích přípravy pro vydání.

Nejpoužívanější metodou pro posouzení navržené základové konstrukce je statický výpočet, pro nějž potřebujeme vytvořit a získat:

a) výpočetní model, nebo modely,

b) zatížení a to jak ve formě známých zatěžovacích sil, tak i přetvoření,

c) relevantní vlastnosti zemin a hornin, obecně vlastnosti základové půdy,

d) geometrické tvary konstrukcí a ostatních komponentů výpočetního modelu,

e) mezní (přípustné) velikosti deformací, šířek trhlin, vibrací apod.

Výpočetní model musí jasně popisovat chování konstrukce a základové půdy pro příslušný mezní stav. Při sestavování výpočetního modelu je třeba uvědomit si, že matematická preciznost výpočetního modelu je pouze jednou jeho součástí a nemusí být nejdůležitější pro kvalitu výsledku, neboť ta závisí na rozsahu a kvalitě geotechnického průzkumu a z něj vyplývajících vstupních údajů pro výpočet. Výpočetní modely sestávají:

- z vlastní výpočetní metody založené na analytickém modelu vč. příslušného zjednodušení,
- z úpravy výsledků statického výpočtu podle rozsahu nejistoty výsledků, odstranění systematických chyb ve výpočtu souvisejících se zvolenou analytickou metodou.

Je zřejmé, že vlastní statický výpočet probíhá automaticky na osobních počítačích a využívá se při něm buď vlastních, nebo jakkoliv komerčně vytvořených programů nabízených širokým spektrem distributorů, nebo i výrobců. Tato situace je obecně známá z jiných oborů stavebnictví a působí jasně progresivně. V geotechnice je však na místě velká opatrnost: výpočetní programy jsou nenahraditelným nástrojem v rukou zkušených odborníků, kteří vědí, jak by měly výsledky vypadat a umějí s nimi rozumně nakládat. Pro začátečníky představují často tyto programy značné nebezpečí, neboť svádějí k tomu nepřemýšlet nad výsledky a spokojit se s tím „co vyšlo“. Důležité je vždy znát princip použité analytické metody a její přirozené předpoklady a tedy i omezení. To je ostatně v textu Eurokódu 7 vyjádřeno následujícími požadavky:

- kdykoliv je to možné, musí být výpočetní model korelován s polními pozorováními, s modelovými zkouškami, nebo se spolehlivějšími statickými výpočty,
- výpočetní model smí sestávat z empirických vztahů mezi výsledky

zkoušek a požadavky návrhu užitých místo analytického modelu. V případě využití těchto empirických vztahů musí být jasně stanoveno, pro které relevantní základové poměry platí.

Vzhledem k tomu, že předpověď geotechnického chování konstrukce je velmi obtížná, doporučuje se pro návrh a realizaci stavby přijmout přístup známý jako „observační metoda“, která spočívá v průběžném posuzování správnosti návrhu a jeho případné korekce v průběhu výstavby. Před započetím výstavby se tedy musí:

- stanovit meze přijatelného chování konstrukce,
- ve stádiu návrhu prokázat s jistou pravděpodobností, že skutečné chování konstrukce bude v rámci těchto mezí,
- naplánovat monitoring, jímž se bude průběžně chování konstrukce sledovat a jež okamžitě odhalí jakékoliv předvídané i nepředvídané anomálie. Doba odezvy přístrojů pracujících v rámci monitoringu musí být natolik krátká, aby umožnila zásah do chování konstrukce v reálném a přiměřeném čase,
- vypracovat plán možných opatření, která lze přijmout, pokud monitoring odhalí chování konstrukce mimo přijatelné meze.

Je zřejmé, že observační metoda směřuje ve své podstatě k zhospodárnění návrhu i provádění geotechnických konstrukcí, nicméně není zatím investory dostatečně pochopena a přijímána, neboť jakákoliv změna ceny v průběhu výstavby je nepopulární.

Navrhování základů staveb přináší pro projektanta i realizátora stavby významná rizika, která lze rozdělit na tvůrčí a společenská. Mezi rizika tvůrčí náleží:

- uplatňování nových nevyzkoušených metod a technologií , což je typické zejména v oblasti speciálního zakládání staveb. Tyto nové postupy jsou navrhovány zejména ve snaze o progresivnější, levnější a rychlejší návrh a příslušné riziko by měl nést rovněž investor, který na tomto postupu může nejvíce získat,
- neznámé prostředí - jde zejména o neznámé prostředí geotechnické, což je naprosto typický aspekt v zakládání staveb. Je třeba uvědomit si, že kvalita návrhu základů je přímo úměrná stupni poznání geotechnického prostředí, což je v naprostém rozporu se současným trendem týkajícím se omezování geotechnických průzkumů. Za tohoto stavu by ovšem

významnou část rizika měl přenášet investor,

- ojedinělé mimořádné stavby - jde o naprosto typický případ vyskytující se nejen v oblasti geotechniky. Zde je třeba kromě ryze matematického přístupu využít zejména zkušeností s podobnými stavbami a obrátit se na zkušené pracovníky. Riziko s těmito aspekty spojené je potom rovněž třeba rovnoměrně rozdělit mezi účastníky výstavby.

Ke společenským rizikům náleží:

- snaha o mimořádné zlevnění stavby - jde o současný trend v českém stavebnictví. Je třeba uvědomit si, že při zakládání staveb jde zejména o bezpečnost a trvanlivost a jakákoliv následná nápravná opatření přinášejí značné technické problémy a jsou vždy finančně náročná, z čehož vyplývá známá zkušenost, že na základech stavby by se šetřit nemělo,
- nedostatek času k řádné analýze - jde o známý aspekt spojený s jakoukoliv tvůrčí činností, neboť času není nikdy dostatek a vždy se "honí" termín,
- nedokonalé podklady - významné riziko, které se uplatňuje stále častěji v poslední době, kdy stavebník nejenže nemá příslušné podklady k dispozici, ale často ani nemá jasný záměr, nicméně hodlá ihned zahájit stavební práce, jež obyčejně začínají založením stavby. Projektanti by si měli jasně uvědomit rozsah jakéhosi minima podkladů (geotechnických, stavebních, údajů o zatížení, o stávající zástavbě a inženýrských sítích a pod.) a neměli by dopustit nikdy jejich absenci,
- chyby v návrhu a provádění základů - jde o aspekty, jež jsou v přímé souvislosti s činností projektantů a realizačních firem. Začínající projektanti by v souvislosti s navrhováním základů staveb, zvláště pak se speciálním zakládání měli pracovat pod dohledem zkušených projektantů a to po dobu nejméně 5 let a současně by měli sbírat co nejvíce praktických zkušeností na stavbách. Realizační firmy zabývající se speciálním zakládáním staveb by měly mít rovněž dostatek dlouhodobých zkušeností. Je třeba uvědomit si, že nákup moderní výkonné techniky v této oblasti je pouze základní a nikoliv dostačující podmínkou pro zdárnou realizaci, rozhodující jsou znalosti a zkušenosti, které lze získat pouze dlouhodobou praxí a ty jsou zcela nenahraditelné. Na straně druhé je každá lidská činnost jistým způsobem svázána s chybami. Jde o to, aby z nich vzešlo poučení a aby

se pokud možno na příště neopakovaly. V této souvislosti je třeba podrobit kritice snahu stavebních firem o zamlčování těchto chyb a o zákazu jejich publikování např. při příležitosti různých konferencí, které jsou v tomto oboru každoročně pořádány. Vždyť právě analýza příčin těchto chyb a seznámení s jejich nápravou by jistě patřily k nejzajímavějším a jistě nejhodnotnějším příspěvkům na těchto akcích.

2 Plošné základy

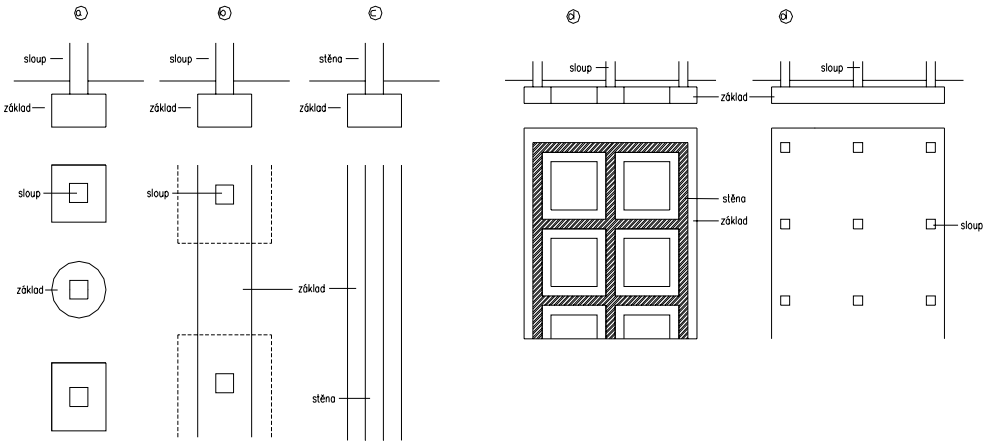
Základ je nejspodnější část konstrukce stavby, kterou se přenáší zatížení do základové půdy.

Zatížení ze stavebních konstrukcí se přenáší pomocí sloupů nebo stěn do nejnižší úrovně (např. podlaha nejnižšího podlaží). Pokud by bylo zatížení přenášeno pouze malou plochou sloupů nebo stěn, mohlo by po překročení určité hodnoty zatížení dojít k zaboření stavební konstrukce. Proto se mezi konstrukci a základovou půdu vkládá základ takových vlastností a rozměrů, které zabezpečí přenos zatížení na větší plochu tak, aby konstrukce byla stabilní.

Volbu druhu základu ovlivňuje velikost a způsob jeho zatížení a složení a vlastnosti základové půdy. Teprve po zjištění těchto údajů se může provést vlastní návrh základů, přičemž je třeba přihlédnout ke spolupůsobení nosné konstrukce a jejího podloží. Zvláštní pozornost je třeba věnovat základům např. na násypech a prosedavých zeminách (spraších), v sesuvných oblastech, v seizmických územích , základům strojů atd.

2.1 Druhy plošných základů

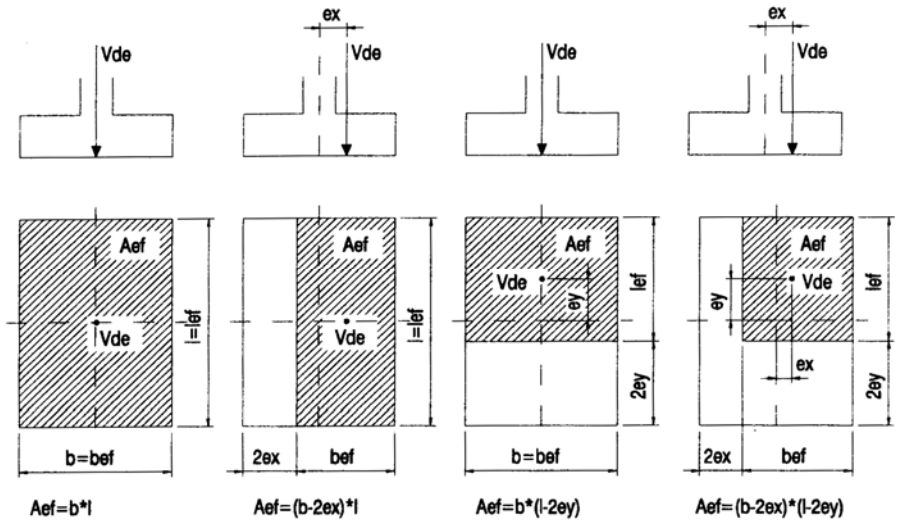
Nejčastěji se vyskytují základové patky, pásy, rošty a desky (viz obr. 2.1).



Obr. 2.1 Druhy plošných základů; a) patky pod sloupy, b) pás pod sloupem, c) pás pod stěnou, d) rošt pod stěnami, e) deska pod sloupy

2.1.1 Základové patky

Základové patky přenášejí zatížení ze sloupů do základové půdy. Jsou nejlevnějším a nejjednodušším způsobem založení převážné většiny objektů s prutovými prvky v nadzákladové konstrukci občanských, průmyslových, zemědělských nebo inženýrských objektů, které vyvozují bodová zatížení základů (haly, ocelové nebo betonové skelety, pilíře, stožáry, podpěry nadzemních vedení a půdorysně menší strojně technologická zařízení). Tvar patky bývá převážně čtvercový, při mimostředném zatížení se základová spára prodlužuje ve směru excentricity (viz obr. 2.2). Patky se provádějí většinou jako jednostupňové, s narůstající výškou základu jako dvoustupňové, ojediněle i s větším počtem ozubů. Dělají se z prostého nebo železového betonu nebo se tyto materiály kombinují tak, že spodní stupeň je z prostého betonu a horní, menší, ze železobetonu. Patky montovaných betonových nadzákladových konstrukcí se navrhují monolitické nebo prefabrikované, často jako kalichové. Navrhují se většinou ze železobetonu a kalich se po osazení sloupu vyplní cementovou zálivkou (viz obr. 2.3).



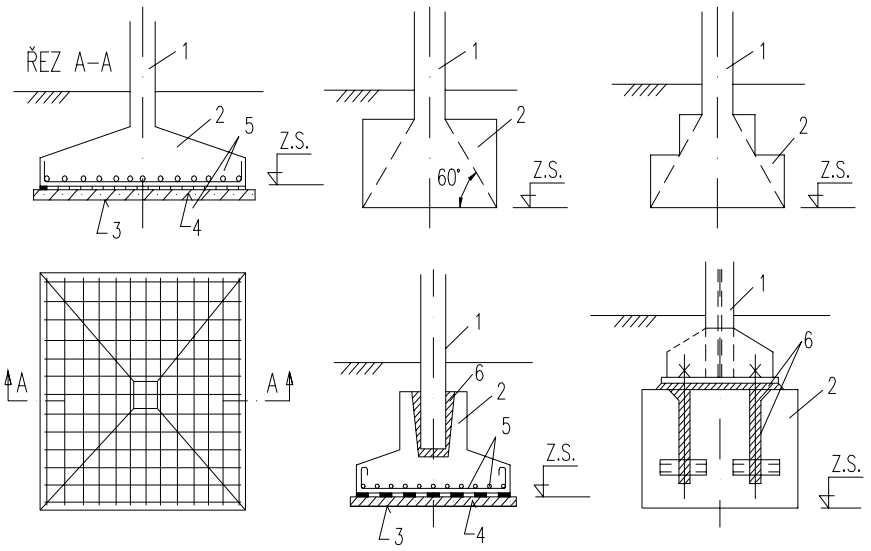
Obr. 2.2 Excentricky zatížený základ

2.1.2 Základové pásy

Základové pásy jsou plošné základy s převládajícím rozměrem základové spáry, zpravidla o poměru délky k šířce větším než 6 m. Navrhujeme je zejména v těchto případech:

- Základové patky nelze navrhnout s ohledem na nízkou únosnost základové půdy.

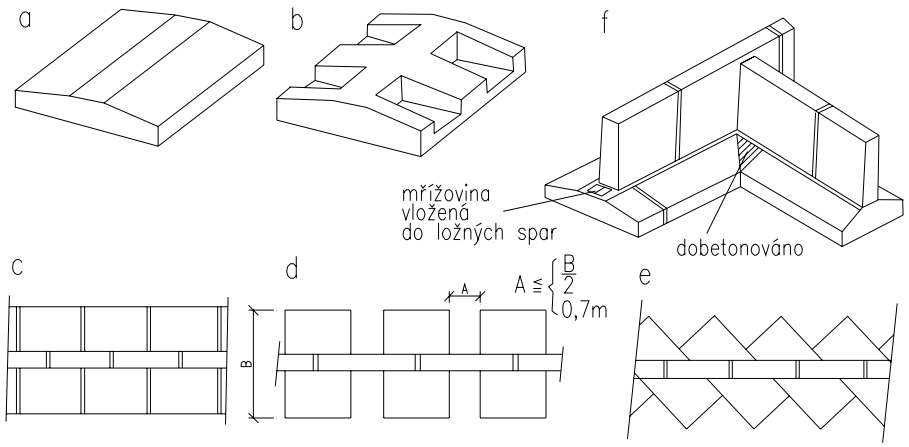
- Základový pás je výhodnější než patka z hlediska spotřeby betonu, obzvláště při malé vzdálenosti sloupů.
- Jde o základ pod průběžnou stěnou.
- Tuhého základového pasu je využito ke zmenšení nerovnoměrného sedání nebo ve vzájemného pootáčení prvků citlivé konstrukce.
- Je nutno zajistit vodorovnou tuhost základů (sesuvná oblast, poddolované území).



Plošné základy a – železobetonová patka; patka z prostého betonu,
b – jednostupňová, c – dvoustupňová, d – patka montované konstrukce,
e – základ ocelového sloupu či strojně technologického zařízení;
1 – podporovaná konstrukce, 2 – základ, 3 – podkladní beton, 4 – izolace,
5 – výztuž, 6 – zálivka nebo podlití.

Obr. 2.3 Příčné profily plošných základů

Podobně jako patky se i pásy navrhují z prostého nebo železového betonu, mohou být monolitické nebo montované (viz obr. 2.4) z prefabrikovaných dílců. Z hlediska statického působení je zásadní rozdíl mezi pásy pod rovnoměrně zatíženou průběžnou stěnou nebo pod sloupy nadzákladové konstrukce.

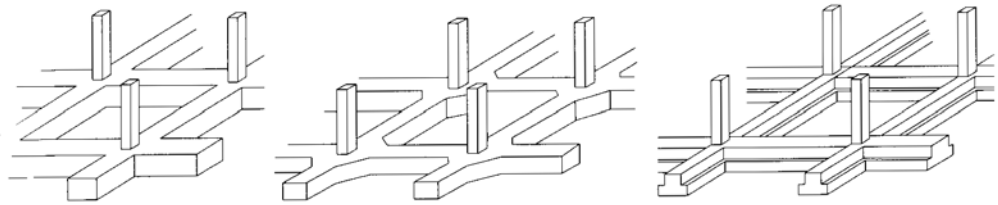


Montované základové pásy a – z plných bloků, b – z vylehčených bloků, se stěnovými dílci při c – průběžném pásu, d – přerušovaném pásu, e – pilotovém uspořádání, f – kolmé napojení pásů

Obr. 2.4 Montované základové pásy

2.1.3 Základové rošty

Základový rošt je soustava pravoúhle se křížících základových pasů, která podepírá konstrukci. Vytváří vodorovně tuhou konstrukci v úrovni základové spáry, která je výhodná při zakládání v obtížných podmínkách (zakládání na málo únosných zeminách, poddolovaném nebo svážlivém území) nebo k přenášení velkých zatížení do podloží. Základový rošt také účinně snižuje rozdíly v sedání u tuhých skeletových nadzákladových konstrukcí (viz obr. 2.5).



Obr. 2.5 Základové rošty

2.1.4 Základové desky

Základová deska je souvislý plošný základ přenášející zatížení celého stavebního objektu nebo jeho souvislé části. Základové desky představují nejnákladnější druh plošných základů, má však řadu předností, např.:

- Účinné vodorovné ztužení objektu v úrovni základové spáry.
- Snížení kontaktního napětí při zakládání na málo únosné půdě.

- Plošné snížení nerovnoměrného sedání a vzájemného pootáčení svislých prvků konstrukce na málo únosném podloží.
- Souvislá tuhá konstrukce desky umožňuje provedení celoplošné ochrany suterénních prostor proti podzemní vodě.
- Jednoduché bednění a velkoplošná betonáž s účinným bedněním.

Z technologického hlediska je nejvýhodnější deska o konstantní tloušťce. Při větších rozpětích a na nehomogenním podloží je vhodné vyztužit základovou desku žebry probíhajícími pod stěnami nebo ve směru menších vzdáleností sloupů nebo použít prostorový rošt. Rošty na desce se také navrhují v případě, že je třeba pod podlahou nejnižšího podlaží vytvořit prostor pro kanalizaci. Při rovnoměrně rozmístěných sloupech je vhodné zesílit desku jen pod sloupy (***obrácený hřibový strop***). Velmi tuhá základová konstrukce vznikne, jsou-li tuze spojeny základové desky s podélnými a příčnými stěnami suterénu a se stropní deskou nad suterénem (případně obdobným spojením několika spodních podlaží). Takový základ se nazývá ***krabicový*** (viz prostorové základy).

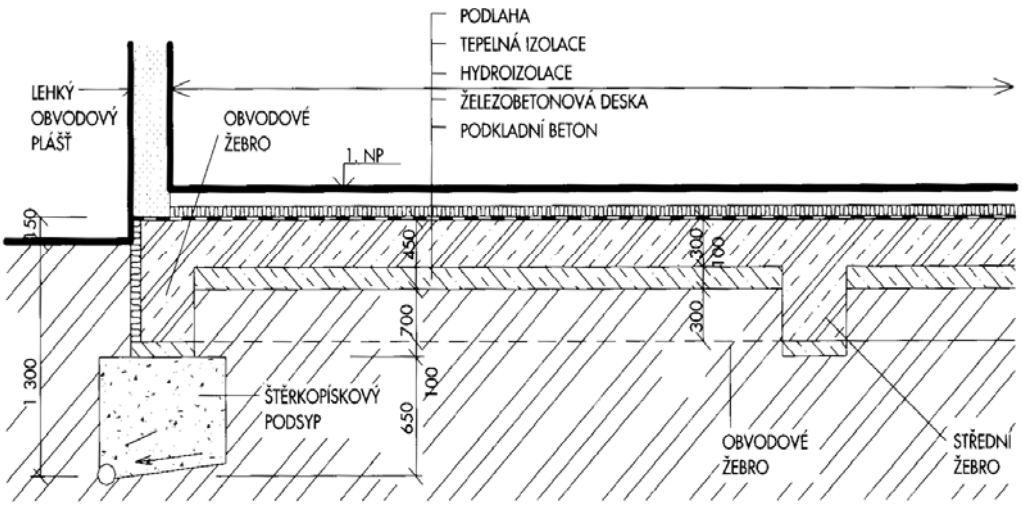
Tloušťka základových desek závisí na typu konstrukce a na základových poměrech. Tenké základové desky lze navrhnout pod nosné stěny při zakládání na únosném podloží, obvykle postačí tloušťka vlastní desky 0,20 až 0,35 m. Tlusté základové desky se navrhují pro větší zatížení a na méně únosné základové půdě. U pozemních staveb bývá jejich tloušťka 0,4 až 1,4 m, u průmyslových a zvláště vodních staveb bývá až několik metrů (viz obr. 2.6, 2.8, 2.9).

2.1.5 Prostorové základové konstrukce

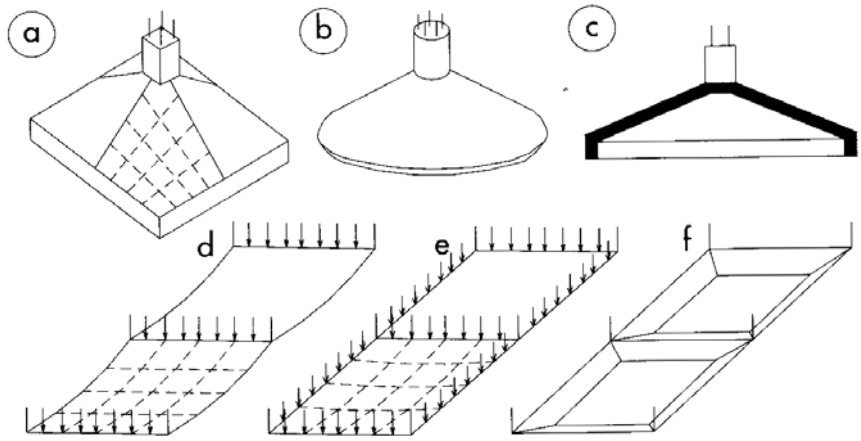
Prstencové nebo skořepinové základy představují zvláštní typ plošných základů, které mohou v jednotlivém případě nahradit vhodným způsobem dosud uvedené druhy plošných základů

Prstencové základy se navrhují na dostatečně únosných zeminách u objektů s výraznými klopnými účinky momentů a vodorovných sil v základové spáře.

Skořepinové základy se na rozdíl od prstencových základů uplatní zejména na méně únosných zeminách, protože umožňují roznášení zatížení na celou plochu kontaktní spáry. Lze jich využít při návrhu rekonstrukcí a zesilování stávajících základů. Ve srovnání s ostatními typy plošných základů kladou zvýšené požadavky na přesnost a pečlivost provádění (příprava základové spáry), jsou úsporné na objem betonových konstrukcí (viz obr. 2.7).



Obr. 2.6 Příklad založení stavby na železobetonové desce



Obr. 2.7 Skořepinové základy; a) pod sloupy, b) kruhový tvar, c) s obrubou na obvodu, d) skořepina válcová, e) skořepina s dvojí křivostí, f) jehlancová lomenice

2.2 Hloubka založení

Hloubka založení ***d*** je hloubka základové spáry pod nejnižším bodem území u základu. Při jejím stanovení je třeba vzít v úvahu ***konstrukční důvody*** (charakter objektu, vliv sousedních základů apod.), ***geologické poměry*** (únosnost a stlačitelnost zemin, úroveň hladiny podzemní vody) a ***klimatické vlivy*** (promrzání, vysychání).

Obr. 2.8 Betonáž základové desky pro zásobník plynu

Obr. 2.9 Hotová základová deska

Pro posouzení základů podle ***I. skupiny mezních stavů*** se uvažuje hloubka založení jako minimální svislá vzdálenost mezi základovou spárou a upraveným povrchem území, podle ***II. skupiny mezních stavů*** se hloubka založení zpravidla uvažuje jako svislá vzdálenost mezi základovou spárou a původním povrchem území.

Je-li základ proveden v ***šikmém terénu*** je hloubka založení různá pro různé účely. Z technologického a geologického hlediska a pro stanovení původního napětí pro výpočet sedání se za hloubku založení považuje d_1. Z hlediska klimatických vlivů je hloubka založení rovná d_2, pro výpočet únosnosti je hloubkou založení průměrnou výškou vrstvy d_3. Podobně u ***podsklepeného*** objektu je hloubka d_1 hloubkou založení pro výpočet sedání a hloubka d_1 hloubkou pro výpočet únosnosti (viz obr. 2.10).

Z hlediska **promrzání** se stanoví nejmenší hloubka založení d takto (ČSN 731001):

a) u definitivních staveb založených na zeminách je nutno základovou spáru volit pod zámrznou hloubkou, tj. nejméně 0,8 m pod upraveným povrchem území

b) u základů na zeminách chráněných proti promrzání a u základů provizorních konstrukcí může být hloubka základové spáry menší, nejméně však 0, 4 m

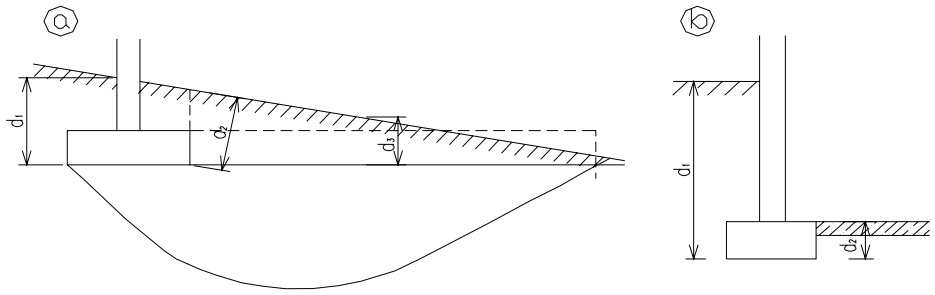
c) v případech, kdy základová půda může vysychat, se stanoví u jemnozrnných zemin třídy F7 a F8 nejmenší hloubka založení 1,6 m

d) Vysychání základové půdy způsobené vegetací (sáním kořenů stromů) se řeší individuálně

Z geologického profilu vyplývá vzájemná souvislost mezi hloubkou založení a rozměry základů. Vysoká hladina podzemní vody může komplikovat hloubení stavební jámy a klást vysoké nároky na izolace podzemních částí objektů, proto je snaha navrhovat základovou spáru nad hladinou podzemní vody. V soudržných zeminách, které jsou téměř nepropustné, je nutno zajistit, aby povrchová voda nepronikla přes zásypy k podzemním částem objektů, resp. aby bylo možno povrchovou vodu odvést drény. Pokud by taková opatření nestačila, je nutno zhotovit izolace podzemních prostor. Při volbě hloubky založení je třeba také přihlédnout k úrovni základové spáry sousedních objektů. Úroveň založení blízkých objektů nezpůsobí vážnější problémy tehdy, když hloubka založení nové stavby nebude větší než u původního objektu. Stabilitu starších objektů je třeba vždy zabezpečit. Pomocí podchycení nebo

mikropilot se zatížení ze staršího základu přenese do větší hloubky, pomocí podzemních nebo pilotových stěn se zabezpečí stabilita zeminy pod starším základem.

Základová spára stroje má být výše než základová spára konstrukce, aby dynamické účinky nezhoršovaly vlastnosti zeminy pod základem.



Hloubka založení pro různé účely
a – v šikmém terénu, b – u podsklepeného objektu

Obr. 2.10 Hloubka založení pro různé účely

2.3 Zatížení

Zatížení, která se ze stavební konstrukce přenášejí do základové půdy, můžeme z hlediska času jejich působení rozdělit na **stálá** a **občasná**.

Stálá zatížení jsou dána tíhou všech trvalých částí stavebních konstrukcí – nosných stěn, sloupů, stropů, podlah, příček, omítek apod.

Občasná zatížení mohou působit ***dlouhodobě*** (např. dočasné příčky, zařízení, skladované materiály apod.) nebo ***krátkodobě*** (např. osoby, nábytek, sníh, vítr, námraza), případně ***mimořádně*** (např. účinky zemětřesení, výbuchů, havárií v technologickém procesu, nerovnoměrné sedání atd.).

Normové zatížení V_n je základní charakteristikou zatížení, z níž se odvozují hodnoty používané při výpočtu. V běžných případech jej lze určit podle ČSN 730035 Zatížení stavebních konstrukcí. Pro předběžné výpočty (úvahy o způsobech založení stavby) lze použít orientační hodnota zatížení 10kN/m^2 pro jedno podlaží.

Výpočtové zatížení V_d se stanoví pomocí součinitele zatížení γ_f a normového zatížení V_n ze vztahu $V_d = \gamma_f \cdot V_n$. Součinitel zatížení vyjadřuje nepříznivé odchylky ve srovnání s normovými hodnotami. Evropská norma ENV 1997-1:2004 (Eurocode 7) zavádí dílčí součinitele zatížení o rozsahu 0,9

až 1,5 (viz tab. 2.1). Zohledňuje stálá a občasná zatížení, jejich nepříznivé a příznivé, destabilizační nebo stabilizační účinky, i soubory pro různé postupy navrhování.

Při navrhování základů je třeba rozlišovat **extrémní** výpočtové zatížení $\mathbf{V_{de}}$ a **provozní** výpočtové zatížení $\mathbf{V_{ds}}$.

Extrémní výpočtové zatížení $\mathbf{V_{de}}$ představuje nepříznivé přetížení konstrukce a vzniká ze stálých zatížení, občasných dlouhodobých a krátkodobých zatížení, případně i z mimořádných zatížení. Je třeba počítat s reálnými kombinacemi krátkodobých a mimořádných účinků, které v Eurokódu 7 vystihuje součinitel $\boldsymbol{\gamma_Q}$.

Výpočtové extrémní kontaktní napětí

$$\sigma_{de} = V_{de}/A_{ef} = \gamma_Q V_n/A_{ef}$$

kde A_{ef} je *efektivní plocha* základu, která se používá při posuzování mezního stavu únosnosti základové půdy.

Provozní výpočtové zatížení $\mathbf{V_{ds}}$ odpovídá běžnému trvalému nebo opakovanému zatížení a vzniká ze stálých a občasných dlouhodobých zatížení, které v Eurokódu 7 vystihuje součinitel $\boldsymbol{\gamma_G}$. Z krátkodobých zatížení se berou v úvahu jen pravidelně se opakující zatížení.

Výpočtové provozní kontaktní napětí

$$\sigma_{ds} = V_{ds}/A = \gamma_G V_n/A$$

kde A je *celková plocha* základu, která se používá při posouzení mezního stavu použitelnosti.

Při výpočtech *sedání* staveb vycházíme z ***přitížení v základové spáře*** $\boldsymbol{\sigma_{ol}}$.

$$\sigma_{ol} = \sigma_{ds} - \sigma_{ord}$$

kde $\sigma_{ord} = \gamma \cdot d$ je originální (původní, geostatické) napětí v základové spáře

d hloubka založení.

Uvažujeme-li plošně rozsáhlé a hluboké stavební jámy, dochází ke zdvihání jejich dna v důsledku odstranění tlaku σ_{ord}. Stavba však začíná sedat již ze „zdvižené“ polohy základové spáry, celková hodnota sedání se proto získá pomocí kontaktního napětí σ_{ds}. Napětí σ_{ol} se použije k výpočtu konsolidačního sedání. Sedání odpovídající napětí $\sigma_{ds} \leq \sigma_{ord}$ probíhá velice rychle, současně se zatěžováním a nepodléhá procesům konsolidace.

2.3.1 Napětí v základové půdě od zatížení σ_z

Pro zjišťování napětí, které v základové půdě způsobují zatížení vyvolaná stavebními konstrukcemi, se základová půda obvykle nahrazuje **pružným poloprostorem**. Předpokládá se, že látka vyplňuje poloprostor souvisle, je ideálně pružná, homogenní a izotropní. Platí Hookův zákon (lineární závislost mezi napětím a deformací), výsledné deformace jsou malé. Platí zákon superpozice, lze zjišťovat různé účinky zvlášť a výsledky sčítat.

Platnost teorie v reálném prostředí tvořeném základovou půdou je pouze přibližná, k praktickým účelům je však přesnost postačující. Pro určení svislých napětí lze použít teorii dle Boussinesqa (podrobněji viz předmět Mechanika zemin). Ukážeme si pouze výpočet napětí od zatížení σ_z pod rohem a charakteristickým bodem rovnoměrně zatížené obdélníkové plochy s uvážením vlivu odlišnosti základové půdy od pružného poloprostoru.

Potřebné tabulky a grafy najdete v normě ČSN 731001 Základová půda pod plošnými základy, případně v učebnicích Mechaniky zemin.

Napětí σ_z pro rovnoměrně zatížený obdélníkový základ lze stanovit

$$\sigma_z = \sigma_{ol} I$$

kde σ_{ol} je napětí v základové spáře od přitížení stavbou

I redukční součinitel I_1 pro napětí pod rohem poddajného základu, I_2 pro napětí pod charakteristickým bodem, viz obr. 2.11 a obr. 2.12)

σ_{ol} rozdíl mezi zatížením od stavby f (nebo kontaktním napětím σ) a σ_{ord} v základové spáře

$$\sigma_{ol} = f - \gamma \cdot d$$

$$\sigma_{ol} = \sigma - \gamma \cdot d$$

kde γ je objemová tíha zeminy v přirozeném uložení

d hloubka založení

Vliv hloubky založení a nestlačitelného podloží

Jelikož reálná základová půda je od pružného poloprostoru velmi odlišná, do výpočtu lze zavést **součinitele vlivu hloubky založení κ1 a vlivu nestlačitelného podloží κ2,** hloubka z se změní na redukovanou hloubku z_r.

Vliv hloubky založení

Vlivem hloubky založení d se napětí σ_z v základové půdě snižuje, norma proto zavádí poloempirické Jelínkovo řešení, do výpočtu zavedeme

redukovanou hloubku $z_{r1.}$

$$z_{r1} = \kappa_1 \, z$$

Součinitel κ_1 najdete v grafu na obr. 2.13.

Rovnice a grafy lze použít pro Poissonovo číslo $\nu = 0{,}3$ až $0{,}5$.

Vliv nestlačitelného podloží

Nachází-li se v malé hloubce z pod základem prakticky nestlačitelná vrstva, průběh napětí σ_z ve vrstvě stlačitelné nad ní rovněž stanovíme pomocí Jelínkova řešení, součinitele κ_2

$$z_{r2} = \kappa_2 \, z$$

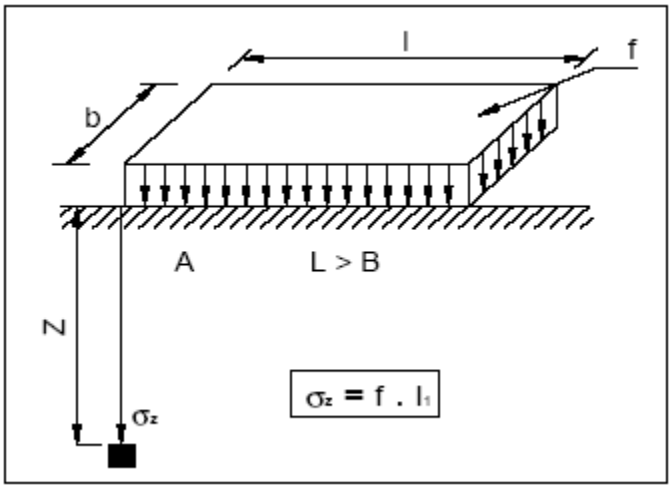
Součinitel κ_2 najdete v grafu na obr. 2.14.

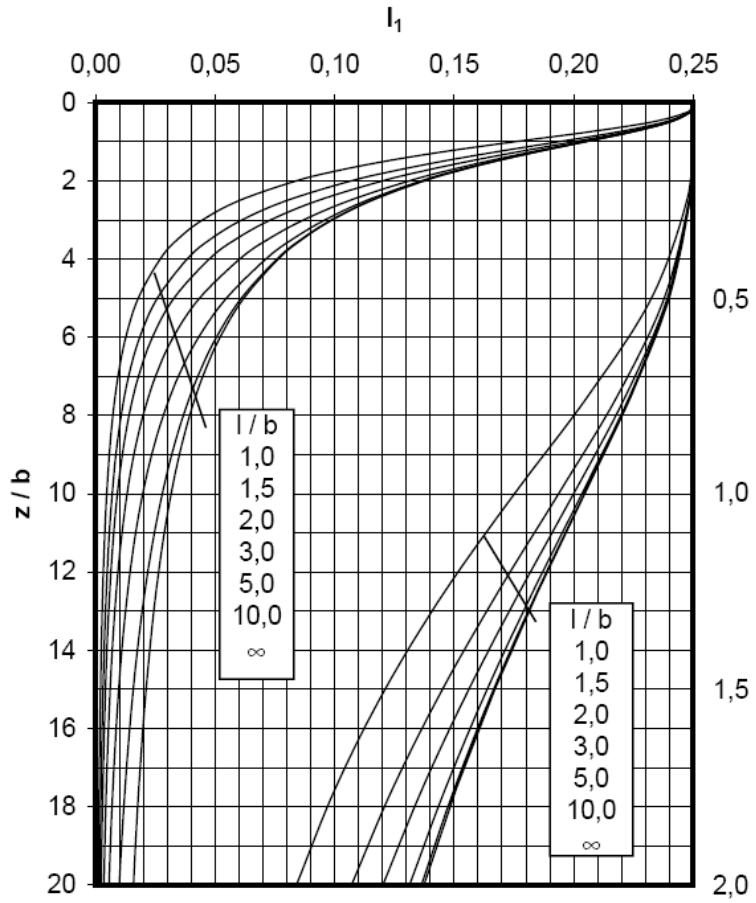
Oba vlivy

Uvažujeme-li ve výpočtu vliv hloubky založení i vliv nestlačitelné vrstvy v malé hloubce pod základem, počítáme s redukovanou hloubkou z_r.

$$z_r = \kappa_1 \, \kappa_2 \, z$$

kde z je vzdálenost základové spáry od bodu, v němž napětí počítáme.

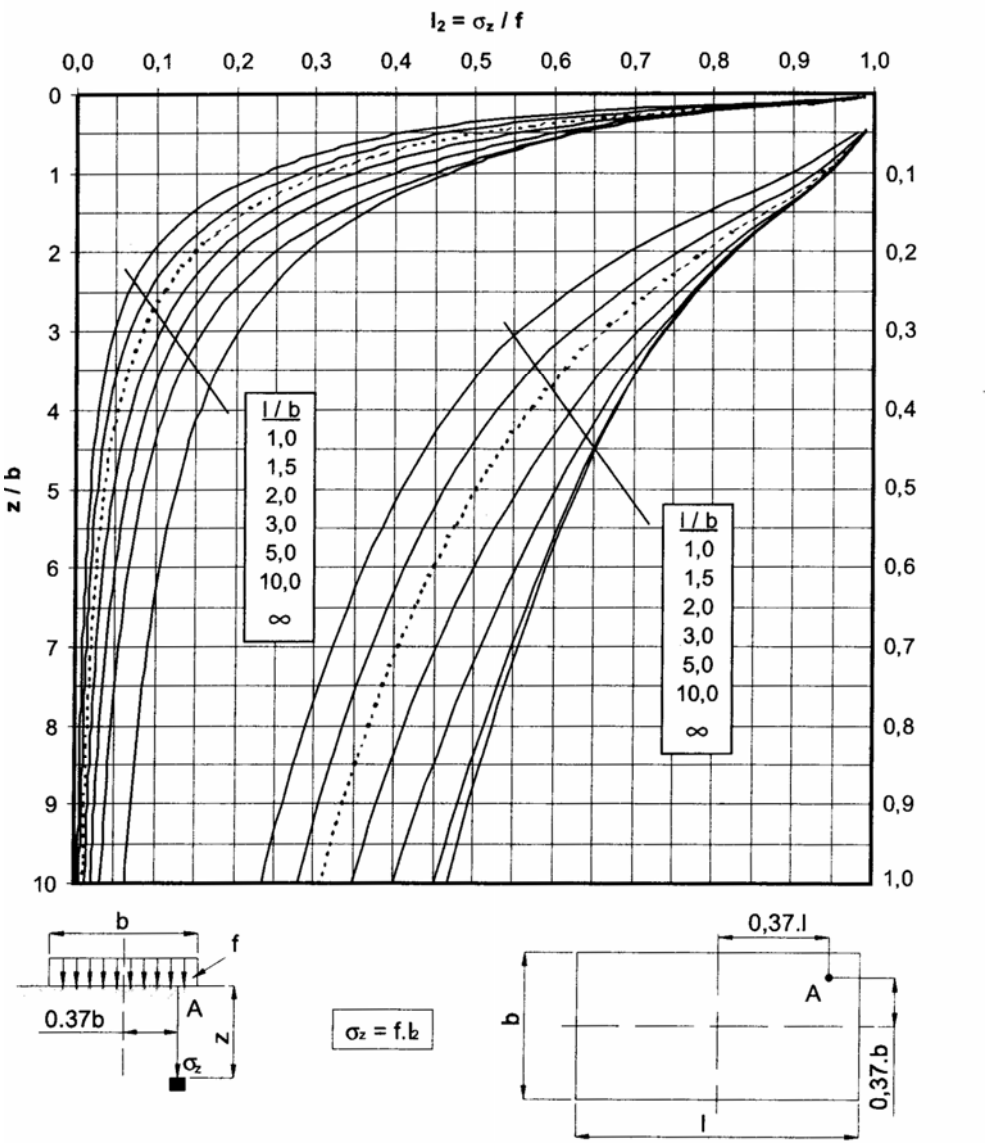




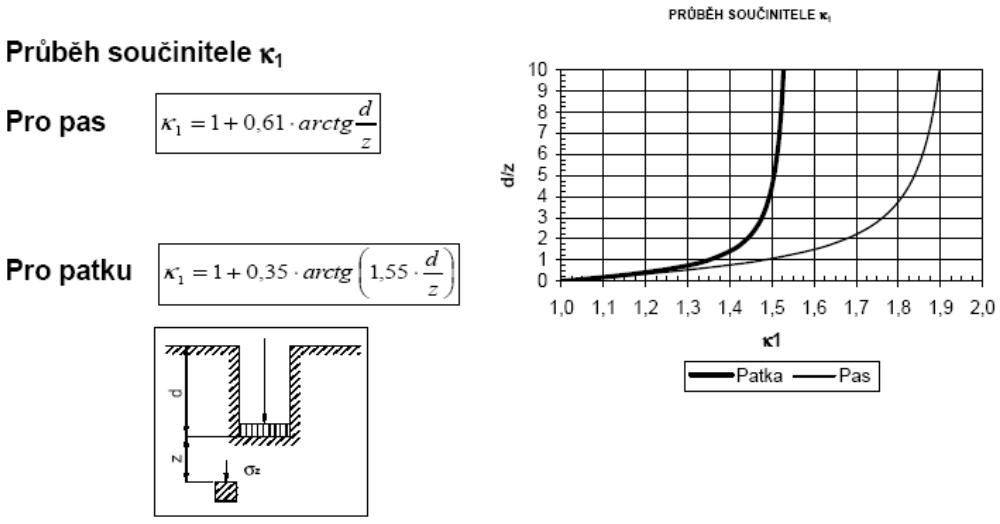
Obr. 2.11 Napětí pod rohem obdélníkového základu

Tab. 2.1 Součinitele spolehlivosti základové půdy podle ENV 1997-1: 2004

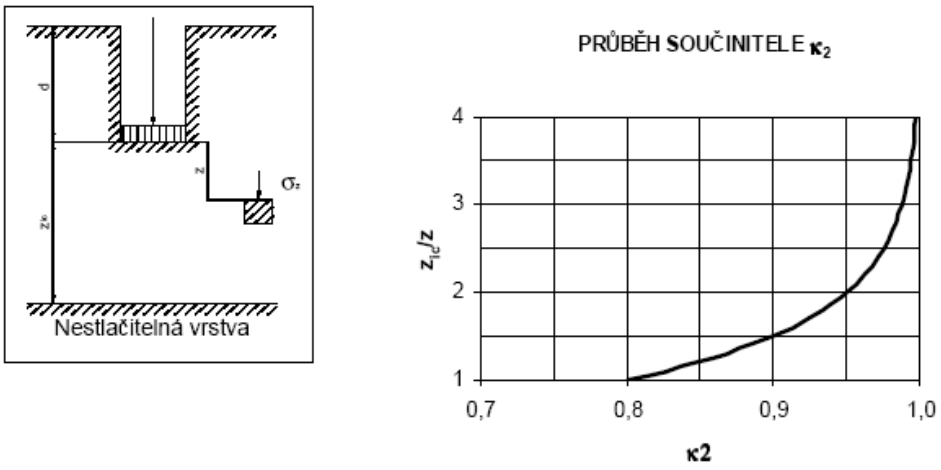
Případ	Zatížení		
	trvalé		proměnlivé
	nepříznivé	příznivé	nepříznivé
A	1,00	0,95	1.50
B	1,35	1,00	1,50
C	1,00	1,00	1,30



Obr. 2.12 Napětí pod charakteristickým bodem



Obr. 2.13 Vliv hloubky založení – průběh součinitele κ1



Obr. 2.14: Vliv nestlačitelného podloží – průběh součinitele κ2 [součinitel κ2 lze stanovit i ze vztahu κ2 = 1-exp(zic/z .ln0,25 + ln0,8)]

2.4 Stabilita plošných základů

Velké zatížení, které působí na základovou půdu, může vyvolat její porušení smykem ve velké oblasti a ztrátu únosnosti (**I. skupina mezních stavů**) nebo neúměrné sedání (**II. skupina mezních stavů** - použitelnosti). Deformace základové půdy se přenášejí zpětně na stavební konstrukci, v níž mohou způsobit poruchy nebo zapříčinit její havárii. Takovým problémům je nutno předcházet ***správným návrhem rozměrů*** základové konstrukce.

Podle složitosti základových poměrů a náročnosti stavební konstrukce se rozlišují **3 geotechnické kategorie** (viz tab.2.2), při návrhu základů musíme vždy postupovat dle zásad dané geotechnické kategorie (ČSN 731001 Základová půda pod plošnými základy, EC 7).

2.4.1 Geotechnické kategorie

Podle **složitosti základové půdy** se rozlišují (ČSN 731001)

a) **jednoduché základové poměry** – základová půdy se v rozsahu stavebního objektu podstatně nemění, jednotlivé vrstvy mají přibližně stálou mocnost a jsou uloženy vodorovně nebo téměř vodorovně. Podzemní voda neovlivňuje uspořádání objektů a návrh jejich konstrukce;

b) **složité základové poměry** – základová půdy se v rozsahu stavebního objektu místo od místa podstatně mění nebo vrstvy mají proměnlivou mocnost anebo jsou nepravidelně uložené. Podzemní voda se

nepříznivě uplatňuje při návrhu objektů a znesnadňuje postup jejich zakládání. Za složité základové poměry se považují také případy, kdy základová půda má nepříznivé vlastnosti nebo ji tvoří zvláštní zeminy či skalní horniny.

Podle **náročnosti** s přihlédnutím ke statickým hlediskům se stavební konstrukce rozlišují na

a) **nenáročné konstrukce** – nejsou citlivé na rozdíly v nerovnoměrném sedání a mají dostatečnou rezervu spolehlivosti v plastické oblasti přetvoření. Specifickou podskupinu tvoří stavební objekty nízké do dvou podlaží (např. zařízení staveniště, rodinné domky, garáže apod.);

b) **náročné konstrukce** – jsou všechny ostatní konstrukce, především výškové, staticky neurčité stavební objekty.

Při návrhu základů se postupuje podle složitosti základových poměrů, podle náročnosti konstrukcí a podle stupně projektové přípravy.

Podle zásad ***1. geotechnické kategorie*** se postupuje při předběžných hodnoceních staveniště a při předprojektové přípravě ve všech případech.

Podle zásad ***2. a 3. geotechnické kategorie*** se postupuje při definitivním návrhu základů ve všech případech.

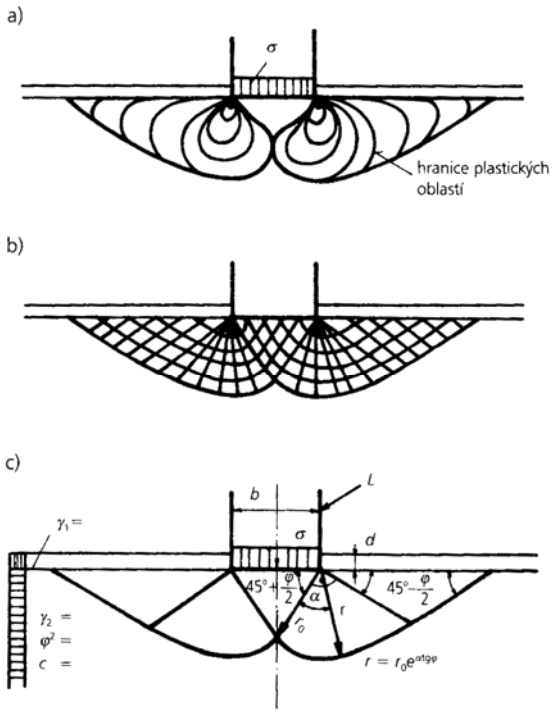
Tab. 2.2 Geotechnické kategorie

Zatřídění stavby z hlediska zakládání	Základové poměry	Geotechnická kategorie	Pro posouzení na I. MS (R_{dt}, R_d)
nenáročná	jednoduché	1. GK	stačí znát tabulkovou výpočtovou únosnost R_{dt} $R_{dt} \geq \sigma_{ds}$
náročná		2. GK	je nutný výpočet únosnosti z rovnice R_d, ale je možné použít směrné normové charakteristiky $R_d \geq \sigma_{de}$
nenáročná	složité		
náročná		3. GK	pro výpočet z rovnice R_d musíme použít průkazné hodnoty (z laboratorních nebo polních zkoušek) $R_d \geq \sigma_{de}$

2.4.2 Únosnost základové půdy

Mezní únosnost je taková hodnota zatížení základové půdy, při jejímž překročení by mělo dojít k překročení pevnosti základové půdy, vytvoření smykových ploch a zaboření základu (viz obr. 2.15). K mezním stavům

únosnosti patří buď ztráta stability základové půdy porušením rovnováhy podél souvislých smykových ploch nebo porušení základové půdy přechodem větších oblastí do plastického stavu (tzn. že u základů velkých půdorysných rozměrů mohou deformace rozsáhlých plastických oblastí způsobit poruchy konstrukce dříve, než se dosáhne mezní únosnosti).



Obr. 2.15 Únosnost základové půdy; a) vývoj plastických oblastí při zvětšování zatížení σ, b) zemina na mezi porušení, c) označení a definice smykových ploch

Překročení únosnosti základové půdy by mohly způsobit i krátkodobě působící složky zatížení, proto je potřeba počítat s extrémním výpočtovým napětím σ_{de}.

Výpočtová únosnost R_d je hodnota zatížení základové půdy, která nám zaručuje, že s předepsanou pravděpodobností nebude dosažen mezní stav únosnosti. R_d se stanoví ze vzorce vycházejícího z teorie Brinch-Hansena (viz ČSN 731001, EC7).

Podmínku stability základové konstrukce můžeme vyjádřit takto

$$\sigma_{de} \leq R_d$$

kde R_d (kPa) je výpočtová únosnost základové půdy určená ze vztahu

$$R_d = c_d \,.\, N_c \,.\, b_c \,.\, s_c \,.\, d_c \,.\, i_c \,.\, g_c + \gamma_1 \,.\, d \,.\, N_d \,.\, b_d \,.\, s_d \,.\, d_d \,.\, i_d \,.\, g_d +$$

$$+ \gamma_2 \,.\, b_{ef}/2 \,.\, N_b \,.\, b_b \,.\, s_b \,.\, d_b \,.\, i_b \,.\, g_b$$

kde ***c_d je výpočtová únosnost základové půdy***

$c_d = c/\gamma_{mc}$

c je charakteristická hodnota soudržnosti

$\gamma_{mc} = 2$ součinitel spolehlivosti pro soudržnost

N_c, N_d, N_b ***výpočtové součinitele únosnosti,*** závisí na výpočtové hodnotě úhlu vnitřního tření $\varphi_d = \varphi/\gamma_{m\varphi}$

φ je charakteristický úhel vnitřního tření

$\gamma_{m\varphi}$ součinitel spolehlivosti pro úhel vnitřního tření

$\gamma_{m\varphi}$ je 1,5 pro $\varphi = 0$ až 12^o, resp. $\gamma_{m\varphi}$ je $\varphi/(\varphi\text{-}4)$ pro $\varphi \geq 12^o$ ($\varphi_d = \varphi - 4$)

Součinitelé spolehlivosti základové půdy podle ENV 1997-1 jsou udávány pro různé zatěžovací soubory podle tab. 2.3.

$$N_c = (N_d - 1)\operatorname{cotg}\varphi_d \qquad \text{pro } \varphi_d > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \qquad \text{pro } \varphi_d = 0$$

$$N_d = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg}\varphi_d}$$

$$N_b = 1{,}5\,(N_d - 1)\operatorname{tg}\varphi_d$$

nebo lze tyto součinitele stanovit z grafu na obr. 2.16

Podle EC7 jsou součinitelé N_c, N_d (v EC7 označené jako N_q) definovány stejně, pro N_b (v EC7 označené jako N_γ) se udává vztah

$$N_b = 2\left[e^{\pi \operatorname{tg}\varphi}\ \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right]\operatorname{tg}\varphi$$

b_c, b_b, b_d jsou součinitelé sklonu základové spáry, dle EC 7

$b_c = b_d - (1\text{-}b_d)(N_c \operatorname{tg}\varphi_d)$

$b_c = 1\text{-}2\alpha(2 + \pi)$ pro $\varphi_d = 0$

$b_d = b_b = (1\text{-}\alpha \operatorname{tg}\varphi_d)$

kde α je sklon základové spáry od vodorovné roviny

Součinitelé tvaru základu dle ČSN 731001

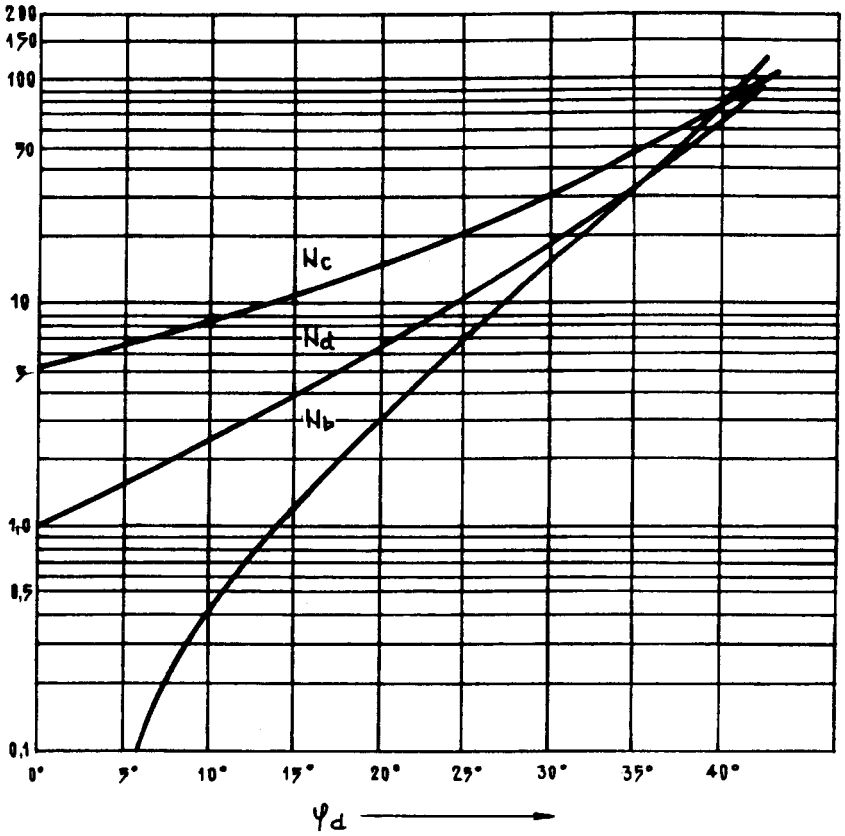
$$s_c = 1 + 0{,}2\frac{b}{l}$$

$$s_d = 1 + \frac{b}{l}\sin\varphi_d$$

$$s_b = 1 - 0{,}3\frac{b}{l}$$

kde b, l jsou šířka a délka základu, v případě excentrického zatížení musíme

dosazovat efektivní rozměry b_{ef}, l_{ef}



Obr. 2.16 Stanovení součinitelů únosnosti dle ČSN 731001

Součinitelé tvaru základu podle EC7 pro s_d a s_b jsou stejné jako v české normě, liší se součinitel s_c, který se počítá ze vztahu

$$s_c = \frac{s_d N_d - 1}{N_d - 1}$$

Součinitelé vlivu hloubky založení (dle ČSN 731001, EC7 je neuvádí)

$$d_c = 1 + 0{,}1\sqrt{\frac{d}{b}}$$

$$d_d = 1 + 0{,}1\sqrt{\frac{d}{b} \cdot \sin 2\varphi_d}$$

$$d_b = 1$$

Součinitelé vlivu šikmosti zatížení

$$i_c = i_d = i_b = (1 - \mathrm{tg}\delta)^2$$

kde δ je úhel odklonu výslednice sil od svislice

EC7 udává ***součinitele zohledňující šikmost zatížení*** způsobené horizontálním zatížením H vztahy

$$i_c = i_b - \frac{1 - i_b}{N_c \operatorname{tg}\varphi}$$

$$i_d = \left[1 - \frac{H}{V + A_{ef} c_{ef} \cot g \varphi_{ef}}\right]^m$$

$$i_b = \left[1 - \frac{H}{V + A_{ef} c_{ef} \cot g \varphi_{ef}}\right]^{m+1}$$

kde

$$m = m_b = \frac{2 + (b_{ef}/l_{ef})}{1 + (b_{ef}/l_{ef})}$$

když síla H působí ve směru šířky základu b

$$m = m_l = \frac{2 + (l_{ef}/b_{ef})}{1 + (l_{ef}/b_{ef})}$$

když síla H působí ve směru délky základu l

$$m = m_\theta = m_l \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta$$

když síla H svírá úhel θ s délkou základu l

Tab. 2.3 Součinitele spolehlivosti základové půdy podle ENV 1997-1:2004

Případ	Vlastnosti zemin			
	tgφ	c_{ef}	c_u	σ_c (pevnost v tlaku)
A	1,1	1,3	1,2	1,2
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,25	1,6	1,4	1,4

Součinitelé vlivu šikmého terénu (EC7)

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$$

$$g_d = g_b = (1 - 0{,}5 \operatorname{tg}\beta)^5$$

kde β je sklon terénu

Poznámky:

1) V případě ***excentricky*** namáhaného základu musíme ve výpočtech uvažovat efektivní rozměry (b_{ef}, l_{ef}) a efektivní plochu A_{ef}.

2) Při ***šikmém*** zatížení je nutné provést i posouzení pro kluznou plochu v rovině vodorovné základové spáry dle vzorce

$$R_{dh} A_{ef} = V_{de} tg\varphi_d + c_d A_{ef} + S_{pd}$$

$$R_{dh} A_{ef} \geq H_{de}$$

kde R_{dh} je výpočtová únosnost základové spáry ve vodorovném směru

V_{de} svislá složka extrémního výpočtového zatížení základové spáry

φ_d výpočtová hodnota úhlu vnitřního tření pod základovou spárou

c_d výpočtová hodnota soudržnosti pod základovou spárou

S_{pd} vodorovná výpočtová složka zemního odporu uvažovaná na výšku konstrukce

A_{ef} efektivní plocha základové spáry

H_{de} vodorovná složka extrémního výpočtového zatížení v nejnepříznivější základní kombinaci

3) Na určení výpočtové únosnosti má vliv i výskyt ***hladiny podzemní vody***. Pokud je podzemní voda **nad úrovní základové spáry**, potom $\gamma_{1d} = \sigma_{ord}$ (v efektivních napětích) a $\gamma_2 = \gamma_{su}$.

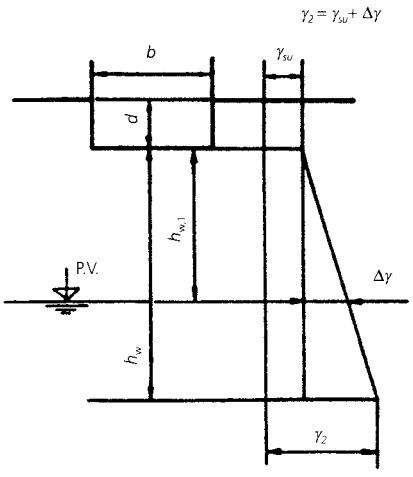
Nachází –li se podzemní voda **v úrovni základu nebo hlouběji** (po hloubku h_w), hodnota objemové tíhy zeminy bude(viz obr. 2.17).

$$\gamma_2 = \gamma_{su} + \Delta\gamma = \gamma_{su} + \frac{\gamma - \gamma_{su}}{h_w} h_{w,1}$$

kde γ je objemová tíha zeminy s přirozenou vlhkostí

γ_{su} objemová tíha zeminy pod vodou

Pozn.: γ_{su} lze stanovit jako rozdíl objemové tíhy nasycené zeminy γ_{sat} a objemové tíhy vody γ_w ($\gamma_w = 10$ kN/m^3).



Obr. 2.17 Vliv úrovně podzemní vody na hodnotu objemové tíhy pod základem

4) Vztah pro výpočtovou únosnost R_d platí pro *stejnorodou zeminu*. Stačí, aby stejnorodá zemina sahala do hloubky rovnající se šířce základu b a od osy do vodorovné vzdálenosti 2,5b, v zeminách tříd G_1 až G_3 a S_1 až S_3 se vyžaduje hloubka 2b a vodorovná vzdálenost od osy 6b. Uvažujeme-li ***vrstevnaté*** prostředí v oblasti smykových ploch, musíme volit zvláštní postupy. *Průměrné charakteristiky* lze použít tehdy, když minimální hodnoty nejsou menší pro φ než 4%, pro c 40%, pro γ 5% z průměrné hodnoty. Při větších rozdílech největší bezpečnost návrhu dostaneme použitím *nejnepříznivějších charakteristik*. Je možné i zohlednit vliv jednotlivých vrstev na únosnost.

Norma ČSN 731001 uvádí také hodnoty **tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt}** pro posouzení dle zásad 1. geotechnické kategorie (viz tab. 2.4 až tab. 2.7).

Posouzení základu podle 1. skupiny mezních stavů – mezní stav únosnosti

a) pro 1. geotechnickou kategorii

$\sigma_{ds} \leq R_{dt}$

kde σ_{ds} je kontaktní napětí v základové spáře vyvolané provozním výpočtovým zatížením V_{ds} na efektivní ploše A_{ef}

R_{dt} je tabulková výpočtová únosnost (viz tab. 2.4 až tab. 2.7)

b) pro 2. geotechnickou kategorii

$\sigma_{de} \leq R_d$

kde σ_{de} je kontaktní napětí v základové spáře vyvolané extrémním zatížením V_{de} na ploše A_{ef}

R_d je svislá výpočtová únosnost

$R_{dh}\ A_{ef} \geq H_{de}$

kde R_{dh} je výpočtová únosnost ve vodorovném směru

H_{de} vodorovná složka extrémního výpočtového zatížení

Pro výpočet R_d je v tomto případě možné použít pro stanovení výpočtových charakteristik zemin *směrné normové charakteristiky* nebo *místní normové charakteristiky.*

c) pro 3. geotechnickou kategorii

$\sigma_{de} \leq R_d$

kde σ_{de} je kontaktní napětí v základové spáře vyvolané extrémním zatížením V_{de} na ploše A_{ef}

Rd je svislá výpočtová únosnost

$R_{dh}\ A_{ef} \geq H_{de}$

Pro stanovení R_d musíme v tomto případě určit výpočtové charakteristiky *pomocí zkoušek* na místě budoucího staveniště. Výsledky zkoušek je nutno i statisticky vyhodnotit.

Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti základových půd

Poznámky:

1. Je-li základová spára v hloubce větší než hloubka založení předpokládaná v tab. 1 až 3, je možné u základových půd skupiny S a G zvýšit hodnoty o 2,5násobek a u základové půdy skupiny F o 1násobek efektivního napětí od tíhy základové půdy ležící mezi skutečnou a předpokládanou základovou spárou.

2. Lze-li očekávat, že nejvyšší hladina podzemní vody bude pod základovou spárou v hloubce menší než je šířka základu, tabulková hodnota výpočtové únosnosti se sníží o 30 %. Neplatí pro základové půdy skupiny R.

3. Je-li pod základovou spárou pevnější a méně stlačitelná vrstva základové půdy v hloubce menší než poloviční šířka základu, je možné tabulkové hodnoty výpočtové únosnosti zvýšit o 20 %.

Tab. 2.4 Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti Rdt zemin jemnozrnných při hloubce založení 0,8 až 1,5m pro šířku základu ≤ 3m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} kPa			
		Konzistence			
		Měkká	Tuhá	Pevná	Tvrdá
F 1	MG	110	200	300	500
F 2	CG	100	175	275	450
F 3	MS	100	175	275	450
F 4	CS	80	150	250	400
F 5	ML; MI	70	150	250	400
F 6	CL; CI	50	100	200	350
F 7	MH; MV; ME	50	100	200	350
F 8	CH; CV; CE	40	80	160	300

Tab.2.5 Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti Rdt zemin písčitých při hloubce založení 1m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} kPa			
		šířka základu *b* m			
		0,5	1	3	6
S 1	SW	300	500	800	600
S 2	SP	250	350	600	500
S 3	S-F	225	275	400	325
S 4	SM	175	225	300	250
S 5	SC	125	175	225	175

Poznámka: Pro třídu S 1 až S 3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0,65. Pro třídy S 4 a S 5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

Tab. 2.6 Hodnoty tabulkových výpočtové únosnosti Rdt zemin štěrkovitých při hloubce založení 1m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} kPa			
		šířka základu *b* m			
		0,5	1	3	6
G 1	GW	500	800	1000	800
G 2	GP	400	650	850	650
G 3	G-F	300	450	700	500
G 4	GM	250	300	400	300
G 5	GC	150	200	250	200

Poznámka: Pro třídu G 1 až G 3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0,65. Pro třídy G 4 a G 5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

Tab. 2.7 Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti R skalního masivu

Zatřídění skalních hornin podle pevnosti			Únosnost R_{dt} MPa		
			střední hustota diskontinuit - vzdálenost mm		
Třída	Pevnost σ_c MPa	Pevnost	velmi malá až malá > 600	střední až velká 600 až 60	velmi velká až extrémně velká < 60
R 1	> 150	velmi vysoká	8	4	2,5
R 2	50 až 150	vysoká	4	2	1,2
R 3	15 až 50	střední	1,6	0,8	0,5
R 4	5 až 15	nízká	0,8	0,4	0,25
R 5	1,5 až 5	velmi nízká	0,6	0,3	0,2
R 6	0,5 až 1,5	extrémně nízká	0,4	0,25	0,15

Poznámky:

1.Tabulkové hodnoty R_{dt} u tříd R 1 až R 4 jsou použitelné u skalních masívů se sevřenými diskontinuitami bez jílovité výplně. V opačném případě je nutný individuální přístup.

2.Pokud skalní masív tříd R 5 a R 6 lze posuzovat metodami mechaniky zemin, lze vycházet z tabulkových hodnot únosnosti R_{dt} platných pro zeminy podle příslušného zatřídění.

2.4.3 Sedání základové půdy

Zatížení, které působí na základovou půdu, v ní vyvolávají změny napjatosti. Svislá napětí způsobují přetváření základové půdy a sedání stavby. Přetvoření základové půdy a sednutí stavby nemůže způsobit nepřípustné deformace stavební konstrukce, které by ohrozily její použitelnost.

Konečné sedání s je dané součtem třech samostatných složek

$$s = s_z + s_k + s_s$$

kde s_z je sedání počáteční

s_k je sedání konsolidační

s_s je sedání sekundární

Počáteční sedání vzniká v průběhu zatěžování zeminy, kdy se tlak vody v pórech nezmenšuje a svislá deformace nastává vlivem roztlačování zeminy do strany.

Konsolidační (primární) sedání je důsledkem vytlačování vody z pórů zeminy, je závislé na čase a při konstantním zatížení končí ztrátou pórového tlaku.

Sekundární sedání je způsobeno dotvarováním (creepem) při konstantním napětí bez přírůstku pórového tlaku.

Konečné sednutí stavby lze spočítat podle vzorce dle ČSN 731001 (viz

obr. 2.19)

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi} - m_i \sigma_{ori}}{E_{oedi}} h_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi} - m_i \sigma_{ori}}{E_{defi}} h_i \beta_i$$

kde σ_{zi} je svislé napětí od přitížení uprostřed vrstvy mocnosti h_i

m_i opravný součinitel (viz tab.2.8)

σ_{ori} originální napětí uprostřed vrstvy

E_{oedi} oedometrický modul

E_{defi} modul přetvárnosti

β součinitel převodu

n počet uvažovaných vrstev

Při výpočtu se obvykle postupuje tak, že se určí hloubka, v níž platí $\sigma_z = m\sigma_{or}$, tj. ***deformační zóna***. Základová půdy v deformační zóně se rozdělí na tloušťky h tak, aby se vystihly změny stavu napjatosti a rozdílné stlačitelnosti.

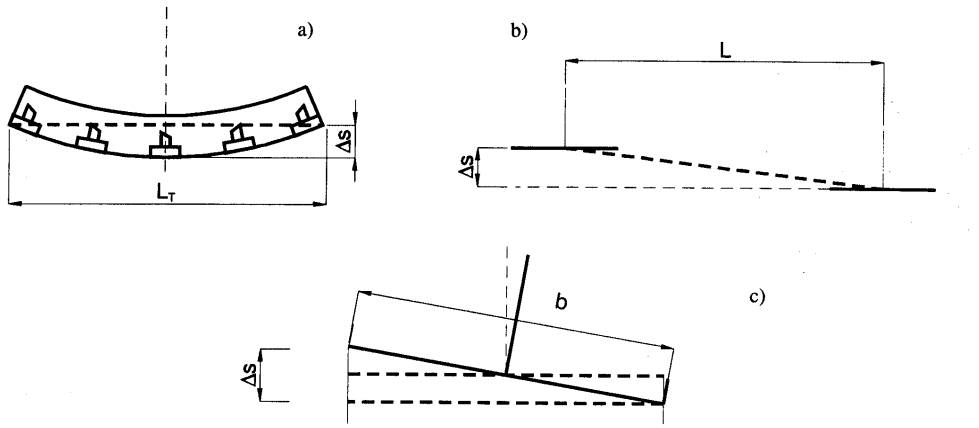
Podle tohoto vztahu můžeme vypočítat ***průměrné*** konečné sednutí stavby tehdy, když vycházíme ze svislých napětí pod charakteristickým bodem. Můžeme ho však použít i na výpočet sedání libovolné části stavební konstrukce s příslušnými hodnotami svislých napětí. Vypočítaná hodnota sedání je konečná a odpovídá 100% konsolidaci způsobené daným zatížením. Obvykle se počítá s celkovým zatížením, které bude působit na základovou půdu po dokončení stavby.

Tab. 2.8 Hodnoty opravného součinitele přitížení m

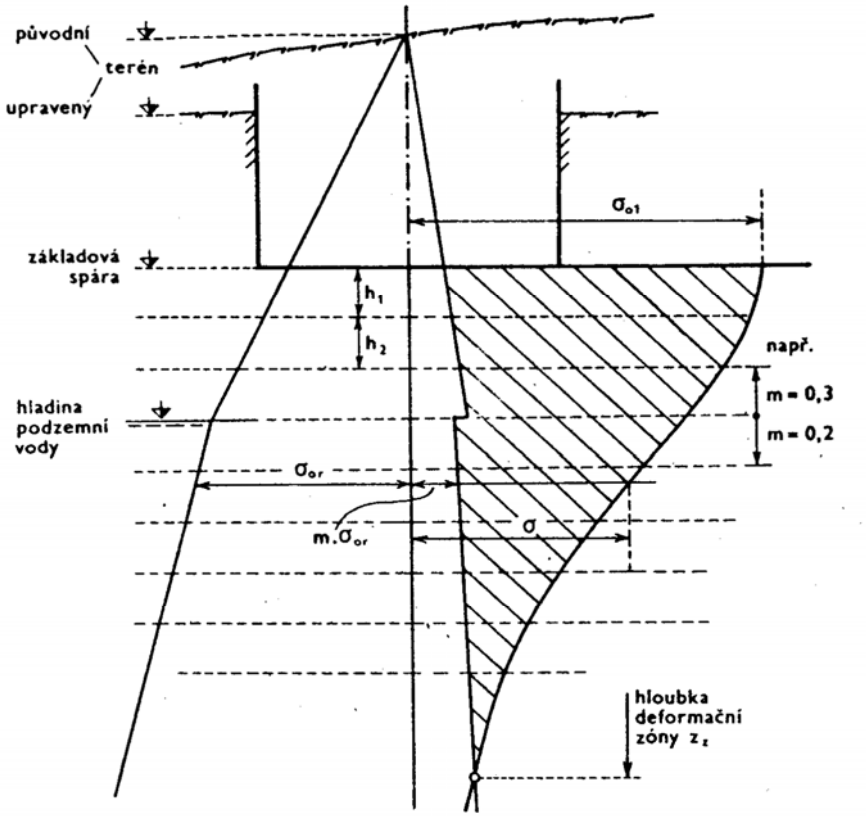
Druh základové půdy	m
Silně stlačitelné jemnozrnné zeminy tříd F 1 až F 8 - s modulem přetvoření E_{def}<4 MPa - nepřekonsolidované - konzistence měkké nebo tuhé (všechny tři znaky musí být splněny) Násypy a jiné sypaniny, základové půdy dodatečně zatížené a dosud nezkonsolidované. Horniny tříd R 1, R 2; zdravé druhohorní a třetihorní sedimenty tříd R 4, R 5.	0,1
Jemnozrnné zeminy tříd F 1 až F 8, jimž nenáleží součinitel m=0,1 ani 0,4 ani 0,5. Písky a štěrky tříd S 1, S 2, G 1, G 2 pod hladinou podzemní vody. Horniny třídy R 3.	0,2
Písky a štěrky tříd S 1, S 2, G 1, G 2 nad hladinou podzemní vody. Písky a štěrky hlinité, jílovité či s příměsí jemnozrnné zeminy tříd S 3, S 4, S 5, G 3, G 4, G 5. Horniny tříd R 4, R 5 - kromě zdravých druhohorních a třetihorních sedimentů.	0,3
Horniny třídy R 6 (eluvia).	0,4
Spraše a sprašové hlíny nad hladinou podzemní vody, lze-li vyloučit jejich nasycení vodou.	0,5

Tab. 2.9 Mezní hodnoty sednutí

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí $s_{m,lim}$	Nerovnoměrné sednutí	
	Hodnota [mm]	Druh	Hodnota
1.Budovy a konstrukce			
u nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání přídatná namáhání a není nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí	120	$\Delta s/L_T$ $\Delta s/L$	0,003 0,006
2.Konstrukce			
2.1 staticky určité	100	$\Delta s/L$	0,005
2.2 železobetonové staticky neurčité	60	$\Delta s/L$	0,002
2.3 ocelové staticky neurčité	80	$\Delta s/L$	0,003
3.Vícepodlažní skeletové budovy			
3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdivem	60	$\Delta s/L$	0,0015
3.2 ocelové skelety s výplňovým zdivem	70	$\Delta s/L$	0,0025
4.Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami			
4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci	80	$\Delta s/L_T$	0,0015
4.2 z velkorozměrových panelů a monolitického betonu	60	$\Delta s/L$	0,0015
5.Tuhé železobetonové konstrukce	200	$\Delta s/b$	0,003
komíny do výšky 100 m	200	$\Delta s/b$	0,005
komíny vyšší než 100 m	100	$\Delta s/b$	0,002
6.Jeřábové dráhy	50	$\Delta s/L$	0,0015



Obr. 2.18: Druhy nerovnoměrných sedání; a) relativní průhyb, b) úhlové přetvoření, c) naklonění



Obr. 2.19 Výpočtový model sednutí (účinné přitížení je vyšrafováno)

ENV 1997-1:2004 (EC7) počítá s méně dokonalým postupem pomocí teorie pružnosti a sedání z rovnice

$$s = \frac{\sigma_{ol}\, bf}{E_m}$$

kde σ_{ol} je přitížení (nebo kontaktní provozní napětí)

b šířka základu

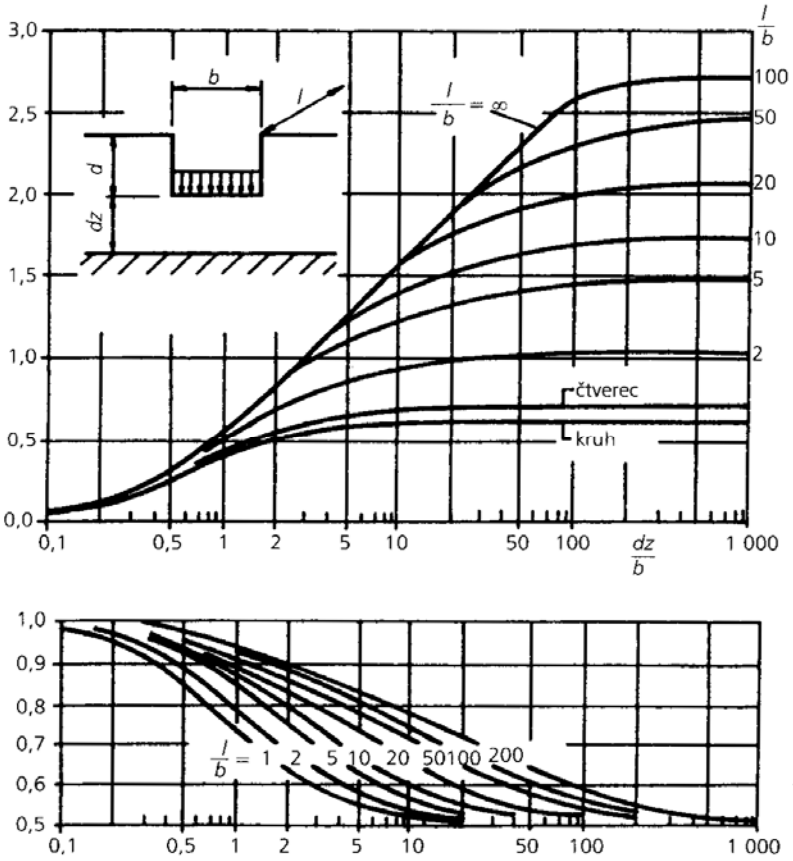
f součinitel zohledňující tvar a rozměry základu, proměnlivost stlačitelnosti s hloubkou, tloušťku stlačitelné zóny, Poissonovo číslo, rozdělení napětí v základové spáře a polohu bodu, v němž se počítá sedání

E_m Youngův modul pružnosti

Součinitel f je možné vyjádřit vztahem

$$f = (1-\nu^2)F_1F_2$$

a dílčí součinitele F_1 a F_2 určit z grafu na obr. 2.20 (ν je Poissonovo číslo).



Obr. 2.20 Součinitelé F1 a F2 (Janbu, 1956) pro výpočet sedání

Posouzení základu na 2. skupinu mezních stavů – mezní stav použitelnosti (sedání)

a) pro 1. geotechnickou kategorii

Pro 1. GK se mezní stav použitelnosti neposuzuje

b) pro 2. geotechnickou kategorii

$s \leq s_{m.\,lim}$

kde s je sednutí uvažovaného bodu

$s_{m.\,lim}$ limitní hodnota sednutí (viz tab. 2.9)

Limitní hodnoty sednutí vytvářejí přiměřené záruky, že stavební konstrukce budou plnit své funkce bez poruch. Evropská norma uvádí pro konstrukce s izolovanými základy přijatelnou hodnotu celkového průměrného sedání s_{lim} = 50mm.

Pro bezporuchovou funkci stavební konstrukce je velmi důležité, aby i nerovnoměrné sedání (viz obr. 2.24) nebylo větší než jsou limitní hodnoty (viz tab. 2.9). Podle EC7 je nejpřísnější požadavek na nerovnoměrné sednutí daný hodnotou 0,0005, obvykle akceptovatelný 0,002, hodnota 0,0067 je už

nebezpečná, souvisí s dosažením mezního stavu použitelnosti.

Platí tedy

$$\frac{\Delta s}{l} \le \left(\frac{\Delta s}{l}\right)_{\lim} ; \quad \frac{\Delta s}{L} \le \left(\frac{\Delta s}{L}\right)_{\lim} ; \quad \frac{\Delta s}{b} \le \left(\frac{\Delta s}{b}\right)_{\lim}$$

Podmínka předpokládá tři druhy nerovnoměrného sedání, které může způsobit ***průhyb*** (Δs/l), ***úhlové přetvoření*** (Δs/L) nebo ***naklonění*** (Δs/B). Podrobněji viz obr. 2.18.

Při průhybu se hodnota Δs získá jako rozdíl sedání středu a kraje pásu s délkou l. Musíme určit ***tuhost*** systému dle vztahu

$$k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{t}{l}\right)^3 \quad \text{nebo} \quad k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^3$$

kde E je modul pružnosti materiálu základové konstrukce

E_{def} vážený průměrný modul přetvárnosti základové půdy do hloubky deformační zóny

t tloušťka základové konstrukce ve směru, ve kterém se určuje tuhost

b, l rozměr základové konstrukce ve směru určování tuhosti

je-li **k > 1,** lze základovou konstrukci pokládat za **tuhou** a hodnotu Δs považovat za zanedbatelně malou

je-li **k < 1,** lze základovou konstrukci pokládat za **poddajnou** a hodnotu Δs určit pomocí vztahu

$$\Delta s = \frac{\sigma_{ol} b \left(1 - \nu^2\right)}{E_{def}} \Delta\alpha$$

kde σ_{ol} je napětí od přitížení v základové spáře

b šířka základu

ν Poissonovo číslo

E_{def} vážený průměrný modul přetvárnosti

Δα rozdíl součinitelů tvaru pro střed a roh poddajných základových konstrukcí, viz graf na obr. 2.21

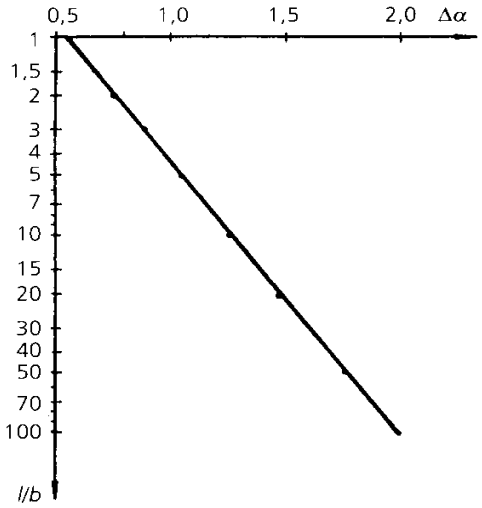
Pokud je sedání významným faktorem pro bezporuchovou funkci stavby, je nutno průběh sedání měřit.

c) <u>pro 3. geotechnickou kategorii</u>

Postup je obdobný jako u 2. geotechnické kategorie, plošné základy se

navrhují na základě teorie mezních stavů, výpočtové charakteristiky je však nutno určit pomocí zkoušek zemin v místě budoucího staveniště. Východisko tvoří výběrové průměry údajů. Z vybraných souborů lze vyloučit ty údaje, které nevyhovují Grubbsovu testu odlehlých pozorování, ze zbytku se určí aritmetický průměr.

Potřebné pro 3. geotechnickou kategorii je také měření sedání staveb, zejména pak jeho nerovnoměrné složky.



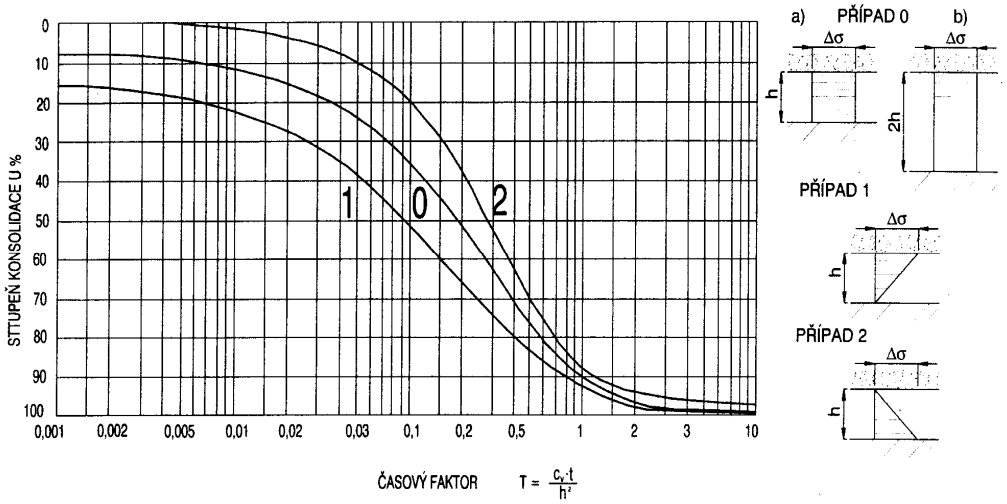
Obr. 2.21: Součinitel Δα pro výpočet průhybu poddajných základových konstrukcí (b, l – šířka a délka základu)

2.4.4 Časový průběh sedání

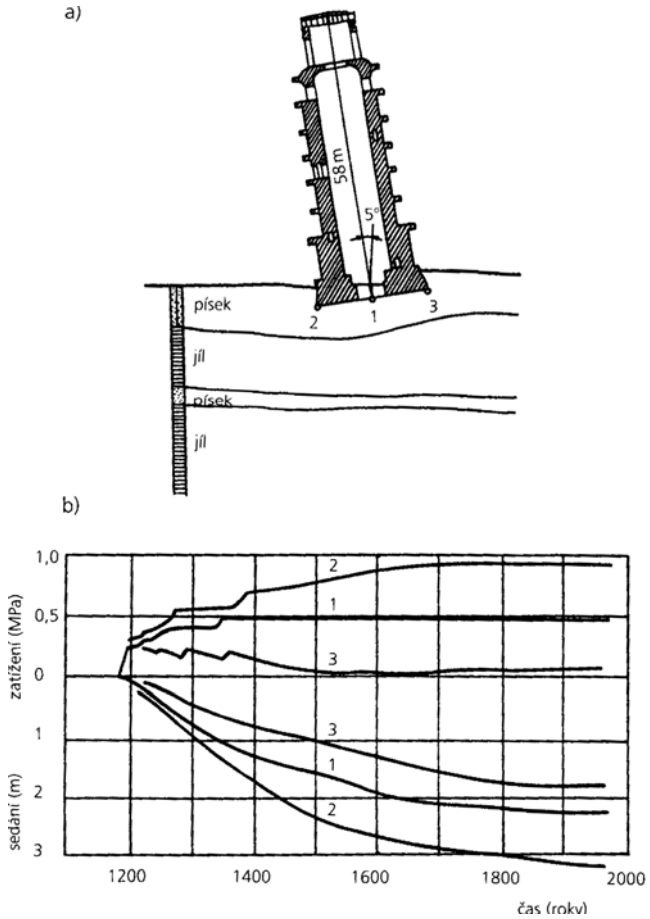
V důsledku ***konsolidace*** (reologický proces postupného zmenšování objemu pórů zeminy spojený s vytlačováním vody z pórů a postupným zpevňováním pod působícím zatížením) zemin může ke konečnému sednutí stavby dojít za velmi dlouhý čas, tj. trvá podstatně déle než proces přitěžování v průběhu výstavby. U ***propustných*** zemin (písky, písčité hlíny), kde časová deformace probíhá rychle, stačí výpočet celkového sedání, u ***jílovitých*** zemin je nutno časový průběh sedání stanovit. Proces konsolidace v jílovitých zeminách může trvat několik desítek až stovek let, mnohé stavby konečného sednutí ani nedosáhnou. Jako příklad lze uvést šikmou věž v Pise (viz obr. 2.23), která se stavěla v letech 1172 až 1370. Věž je vysoká 58m, v jejím podloží se střídají vrstvy hlinitého písku, jílu a písku. Více zajímavostí na internetové stránce http://torre.duomo.pisa.it/ .

Časový průběh sedání $s_t = f_{(t)}$ můžeme stanovit pomocí konečného sednutí ***s*** a stupně konsolidace ***U***, platí $s_t = U\, s_.$

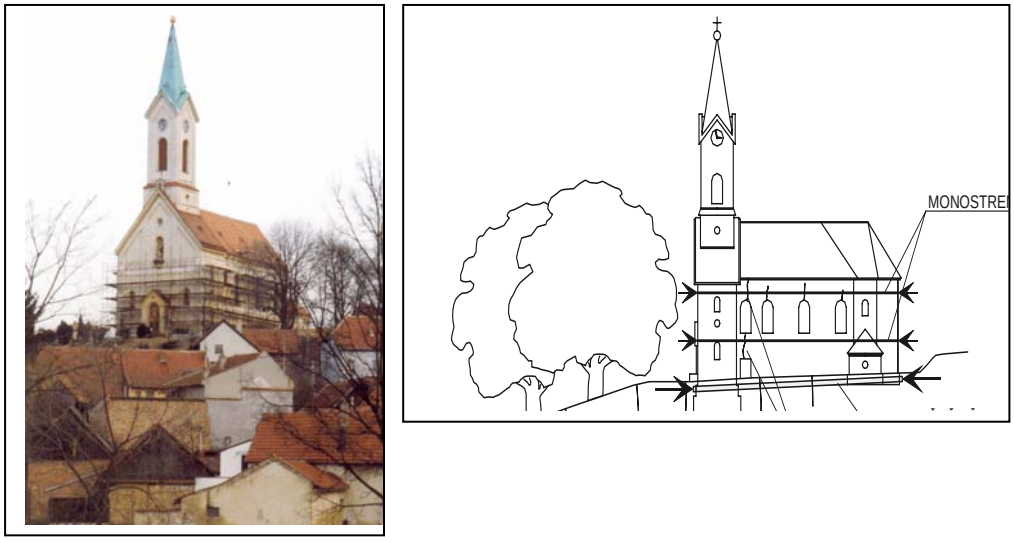
Stupeň konsolidace U lze stanovit pomocí ***časového faktoru T*** (viz obr. 2.22)



Obr. 2.22 Určení stupně konsolidace



Obr. 2.23 Šikmá věž v Pise; a) schéma konstrukce a geologický profil, b) časový průběh sedání v bodech 1, 2 a 3



Obr.2.24 Nerovnoměrné sedání kostela ve Švábenicích (vyklonění věže)

KONTROLNÍ OTÁZKY:

1. Jaké znáte druhy plošných základů?
2. Kdy je vhodné navrhnout základové desky?
3. Co je to hloubka založení?
4. Jaká je hloubka založení pro 1. a 2. mezní stav?
5. Definujte normové a výpočtové zatížení.
6. Co je extrémní výpočtové zatížení?
7. Jak stanovíte napětí od zatížení σ_z?
8. Co jsou to geotechnické kategorie?
9. Jak posoudíme základovou konstrukci dle 1. mezního stavu?
10. Kdy můžeme použít hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti $R_{dt?}$
11. Co je to efektivní plocha základu $A_{ef?}$
12. Jaké složky sedání znáte?
13. Jak posoudíme základovou konstrukci dle 2. mezního stavu?
14. Jaké jsou přípustné hodnoty sednutí dle ČSN 731001?
15. Jaké druhy nerovnoměrného sedání znáte?
16. Co je to časový průběh sedání?
17. Jak se časový průběh sedání počítá?
18. Shrňte výhody a nevýhody plošných základových konstrukcí.

3 Hlubinné základy

Volbu metody hlubinného zakládání stavby ovlivňují jak faktory přírodní, tak i ekonomické. Hlubinné základy se navrhují tam, kde v běžném dosahu plošných základů není dostatečně únosná a málo stlačitelná základová půda a je-li nutné zakládat pod hladinu podzemní vody. Často se však realizují i tam, kde plošné založení je příliš drahé a to především s ohledem na množství spotřebovaného stavebního materiálu, hlavně betonu. Úkolem hlubinných základů je přenést zatížení do únosnějších, hlouběji uložených vrstev základové půdy a výrazně omezit sedání. Prvky hlubinného zakládání jsou: studně, kesony, piloty všeho druhu, mikropiloty, podzemní stěny (zvláště jejich lamely) a jiné speciální technologie jako jsou kotvy, injektáž klasická, trysková atd.

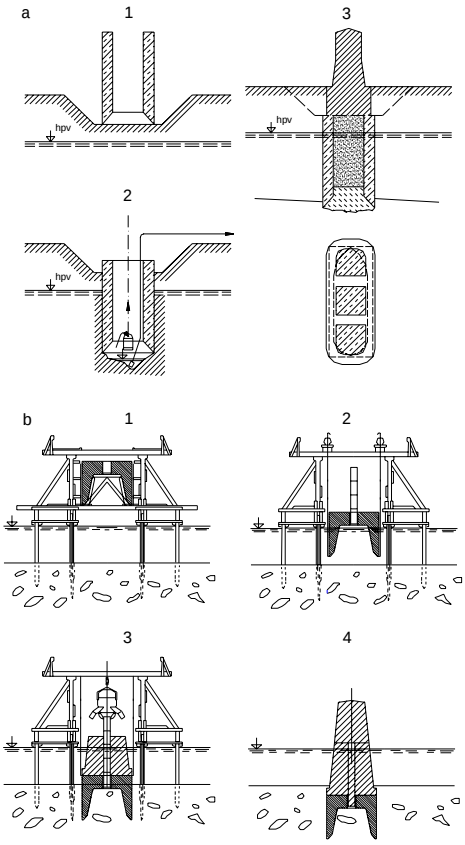
3.1 Studně a kesony

Studně (obr. 3.1.a) jsou dutá válcová, hranolová, nebo i členěná tělesa, nahoře otevřená, které se budují obyčejně nad místem jejich použití a spouštějí se na potřebnou hloubku podhrabáváním. Po jejich usazení se buď zcela, nebo zčásti vybetonují a tvoří tak hlubinný základ stavby. Kesony (obr.3.1.b) jsou dutá tělesa nahoře uzavřená stropem, v nichž se během jejich spouštění do zvodnělé zeminy voda vytlačuje pomocí stlačeného vzduchu. Po dosažení potřebné hloubky se obyčejně dno kesonu zabetonuje a vznikne tak hlubinný základ. Studně a kesony jsou prvky hlubinného zakládání staveb, které se v dnešní době již prakticky nepoužívají, neboť je lze nahradit jinými prvky hlubinného zakládání (především vrtanými velkoprůměrovými pilotami, lamelami podzemních stěn, tryskovou injektáží atd.), což je bezpečnější, rychlejší a levnější způsob hlubinného zakládání staveb.

Studně se budují obyčejně ze železobetonu a s výhodou se využívá kruhového průřezu, jež se nejsnadněji spouští. Zemina se těží obyčejně drapákem v ose studny malého profilu, popř. podhrabáváním podél břitu v případě rozsáhlých studní. Břit studny bývá ocelový, aby se usnadnilo klesání. Dosedne-li břit studny na překážku, je třeba obyčejně ruční práce ve vyčerpané studni, nebo i práce potápěčů. Značné problémy nastávají i v případě nechtěného naklonění studny.

Kesony se stavějí většinou ze železobetonu s ocelovým břitem,

výjimečně i z oceli. Obyčejně se do místa stavby připlaví, spustí na dno a voda se z nich vytlačí stlačeným vzduchem, jehož tlak převyšuje tlak vody u břitu nejméně o 10 kPa. Do komory kesonu sestoupí dělníci, kteří podhrabávají břit a keson klesá podobně jako studna. Práci umožňuje kesonovací zařízení, které se skládá ze vzdušnice, komunikační trouby, kompresorů s čištěním vzduchu, vzduchového potrubí a komunikačního a bezpečnostního zařízení (telefon, osvětlení). Pro dopravu vytěžené zeminy slouží zvláštní oddělení. Práce v kesonech je přípustná do maximálního přetlaku 250 kPa, je však omezena svojí délkou a zdravotním stavem pracovníků. Při přetlaku přes 100 kPa hrozí pracovníkům tzv. kesonová nemoc, jež souvisí s tím, že dusík obsažený v krvi se nevylučuje z plic dýcháním, nýbrž ve formě bublinek v krvi, což může způsobit embolie, jež mohou skončit i smrtí. Vzniku kesonové nemoci se brání pomalým výstupem s regulovaným poklesem přetlaku v dekompresní komoře tak, aby se nevytvářely krevní embolie. Doba dekomprese při pracovním přetlaku 250 kPa činí až 4 hodiny.



Obr.3.1 Schema studně (a):1-osazení studny do předvýkopu, 2-spouštění studny podhrabáváním břitu, 3-hotový studňový základ, schema kesonu (b): 1-osazení kesonu na bárku, 2-spouštění kesonu pod hladinu vody na závěsech, 3-práce v kesonu, 4-hotový základ

3.2 Piloty

Piloty jsou nejrozšířenější a nejvíce používané prvky hlubinného zakládání staveb. Mají zpravidla tvar sloupů, přičemž příčný průřez může být kruhový nebo jakkoliv hranatý a členitý, může být po délce konstantní, nebo proměnný. Úkolem pilot je přenášet zatížení z horní konstrukce do hlubších vrstev základové půdy, tedy tam, kde se zpravidla nachází únosnější hornina. Piloty slouží také k omezení velikosti sedání. Současně představují nejstarší prvky hlubinného zakládání staveb, neboť známy byly již v mladší době kamenné /Bažant, 1973/. V minulosti bylo vytvořeno mnoho definic a klasifikačních systémů pilot, jež byly postupně překonány, neboť jsou neustále vyvíjeny nové technologie pilotování, přičemž v současné době je známo kolem 100 druhů pilot. Přesto lze i nadále piloty dělit dle následujících kriterií:

a) podle příčného rozměru:

- maloprofilové (příčný rozměr od 0,3 m,resp. 0,15 m do 0,6 m),
- velkoprofilové (příčný rozměr přes 0,6 m do asi 3,0 m)

b) podle sklonu:

- svislé,
- šikmé

c) podle způsobu namáhání:

- tlačené,
- tažené,
- příčně zatížení (obyčejně v kombinaci s tlakem či tahem)

d) podle materiálu:

- betonové (železobetonové, z předpjatého betonu),
- ocelové,
- dřevěné.

Obecnější dělení pilot představuje kriterium podle výrobního postupu, které dělí piloty do dvou rozsáhlých skupin:

A. piloty typu *displacement*, kdy zemina z prostoru, který pilota zaujímá, není odstraněna, nýbrž je stlačena jak do stran, tak i pod patu piloty,

B. piloty typu *replacement (non displacement)*, kdy je v průběhu provádění zemina odstraněna z prostoru budoucí piloty.

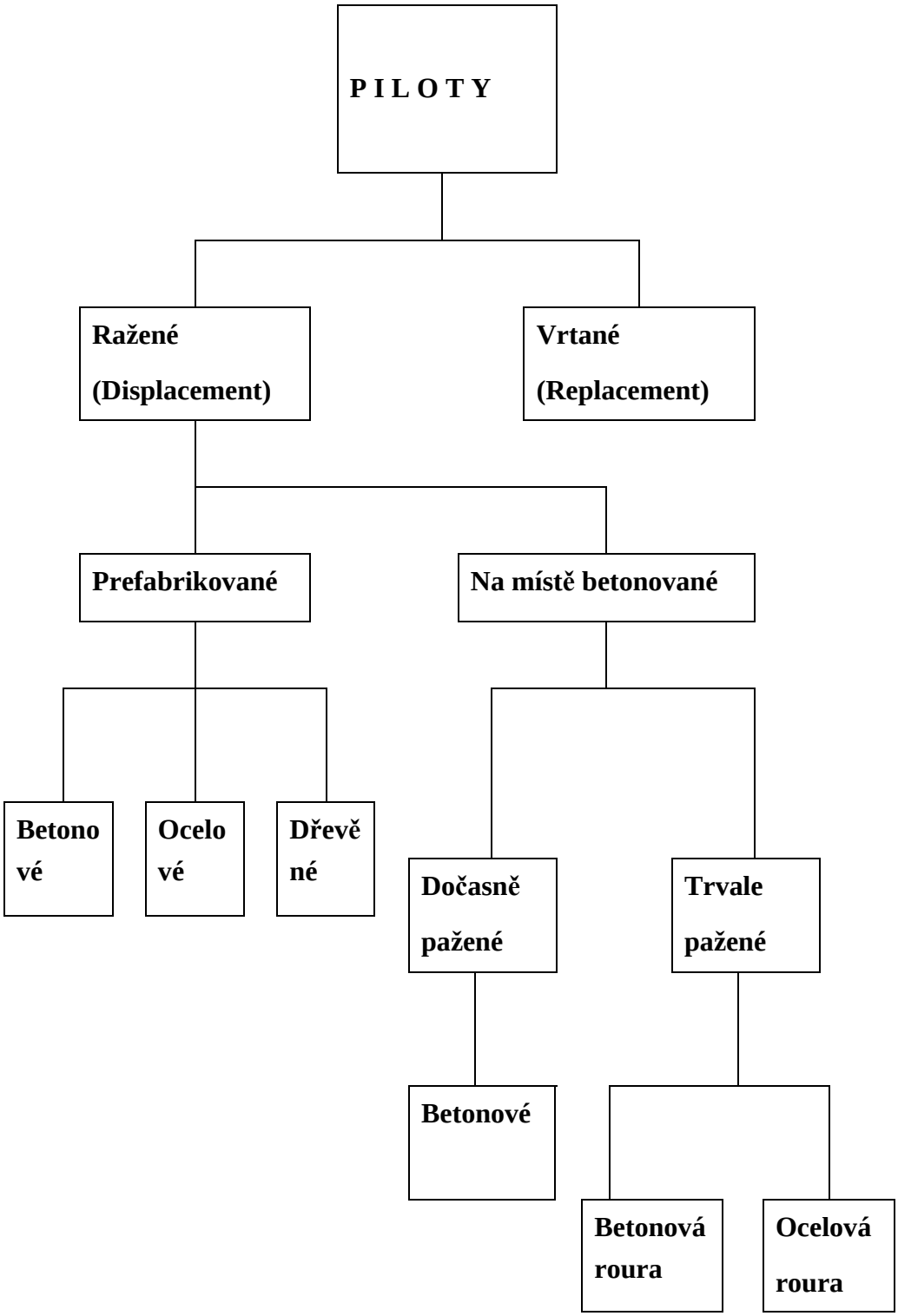
Některé technologie představují přechodný typ, takže se někdy zavádí pojem *small displacement* a *large displacement*. Provádění pilot je v evropské praxi pokryto dvěma předpisy podle klasifikace na obr.3.2.

S ohledem na výrazně omezený rozsah této publikace se soustředíme pouze na piloty, jež jsou typické pro stavební praxi v České republice. K výraznému rozvoji pilot došlo v šedesátých letech minulého století a v průběhu asi 30 let se ustálil takový stav na trhu pilot, kdy 75 – 85 % zaujaly vrtané piloty typu B, 10 – 15 % předrážené piloty Franki (typu A), nepatrný zbytek pak piloty vibrotlakové VUIS (typu vesměs A) a ražené železobetonové prefabrikované. Výrazná převaha vrtaných pilot v České republice je dána hlavně geotechnickými podmínkami, jež jsou (s ohledem na velikost naší země) velmi pestré a rozmanité a (až na výjimky) jsou charakteristické tou skutečností, že v relativně malé hloubce (do 10 – 20 m) se na staveništích nachází skalní (poloskalní) podloží, do něhož je výhodné vrtané piloty vetknout. Nadložní vrstvy jsou geotechnicky velmi pestré a proto metoda vrtání se jeví jako nejvíce univerzální pro použití na různých staveništích. V současné době se trend nastavený před 40 lety ještě prohloubil – vymizely zcela piloty železobetonové prefrabrikované ražené, jakož i piloty vibrotlakové. Podíl předrážených pilot Franki poněkud poklesl, činí dnes asi do 10 % pilotových základů. Zbytek tvoří piloty vrtané, zvláště velkoprůměrové, přičemž stále mírně rostoucí podíl zaznamenává jejich speciální technologie CFA (piloty prováděné průběžným šnekem).

V následujících kapitolách budou tedy probrány piloty vrtané na místě betonované vč. typu CFA a dále ražené, na místě betonované, dočasně pažené piloty typu Franki. Informace o ostatních typech pilot, jež jsou v Evropě rozšířeny, uvádí Bažant /1973/, Smoltczyk et al. /1982/, Hulla et al. /1987/ a De Cock & Legrand (1997).

3.3 Vrtané piloty

Provádění, monitoring, dohled nad prováděním a kontrola provádění vrtaných pilot se řídí evropskou normou ČSN EN 1536: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty /1999/. Podrobně o návrhu pilot a o zkušenostech s jejich realizací zvláště v České republice pojednává ve své monografii Masopust /1994/.



Obr. 3.2 Evropská klasifikace pilot

Za vrtané piloty se považují prvky, jež jsou v zeminách prováděny vrtáním a těžením a jež mají nosný dřík, který přenáší zatížení a/nebo omezuje deformace. Vrtané piloty mohou mít kruhový průřez (obr.3.3.a), nebo mohou být tvořeny lamelami podzemních stěn, (obr.3.3.b) za předpokladu, že je celý

jejich průřez betonován najednou. Po délce mohou mít vrtané piloty průřez konstantní, nebo teleskopický, nebo mohou mít rozšířenou patu či dřík (obr.3.4). Za vrtané piloty se považují prvky následujících rozměrů:

- průměr dříku: $0,3 \leq d \leq 3,0$ m,
- nejmenší rozměr lamely na místě betonované podzemní stěny: $w_i \geq 0,4$ m,
- poměr mezi rozměry $b_i/w_i \leq 6$, kde b_i je největší a w_i nejmenší z průřezových rozměrů lamely podzemní stěny,
- sklon dle obr. 3.5 všeobecně: $n \geq 4$ ($\Theta \geq 760$),
- sklon u pilot s ponechanými pažnicemi: $n \geq 3$ ($\Theta \geq 720$),
- plocha příčného řezu rozšířené paty piloty nebo lamely podzemní stěny: $A \leq 10$ m2.

Pokud se provádějí piloty s rozšířenou patou či dříkem, potom pro jejich tvar platí:

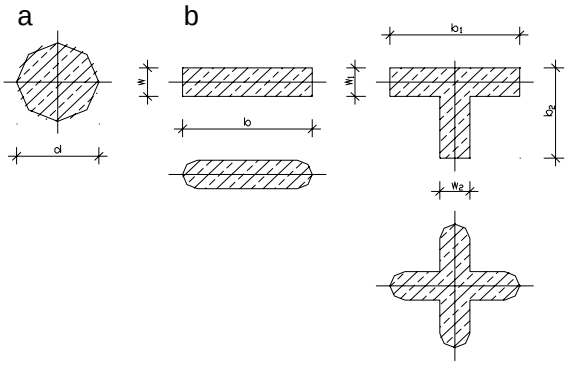
- rozšíření paty v nesoudržných zeminách: $d_B/d \leq 2$ a v soudržných zeminách: $d_B/d \leq 3$,
- rozšíření dříku ve všech typech zemin: $d_E/d \leq 2$,
- sklon rozšiřované části v zeminách nesoudržných: $m \geq 3$ a v zeminách soudržných $m \geq 1,5$.

Piloty mohou být navrhovány jako:

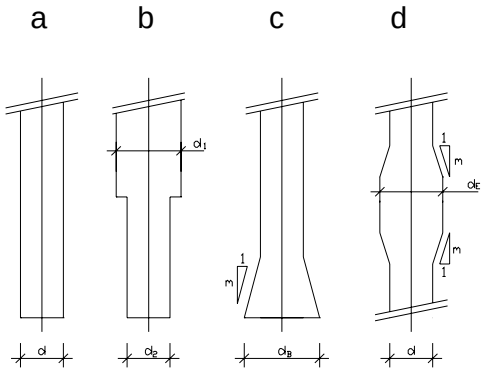
- osamělé,
- skupinové (obr.3.6),
- pilotové stěny (obr.3.7), které slouží jako pažící a opěrné konstrukce.

Pro návrh, provádění, monitoring a kontrolu vrtaných pilot používáme označení a názvosloví z obr.3.8.

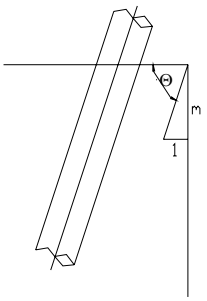
Technologie provádění těchto pilot zahrnuje: vrtání, přípravné práce před betonáží, betonáž a práce dokončovací. Odlišnosti technologie provádění pilot CFA budou probrány zvlášť.



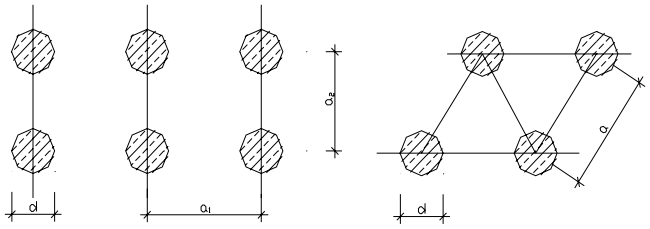
Obr.3.3 Příčné průřezy vrtaných pilot: a. kruhová pilota, b. příklady lamel podzemních stěn, d – průměr piloty, b – délka lamely, w – tloušťka lamely, A – průřezová plocha dříku lamely



Obr.3.4 Tvary dříků vrtaných pilot: a. konstantní průřez, b. teleskopický dřík, c. rozšířená pata, d. rozšířený dřík



Obr.3.5 Definice sklonu pilot



Obr.3.6 Skupiny pilot: a, a_1, a_2 – osové vzdálenosti pilot ve skupině

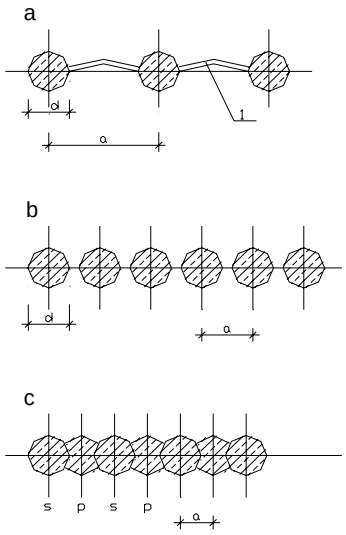
3.3.1 Vrty pro piloty a vrtné nástroje

Vrty se provádějí technologií rotačně náběrového vrtání, popřípadě drapákového hloubení, jež je sice pomalejší, v balvanitých zeminách však bývá nezbytná. Obvyklými vrtnými nástroji jsou: vrtný hrnec (šapa) – obr.3.9.a, vhodný pro písčité a štěrkovité zeminy, suché i zvodnělé a pro poloskalní horniny, vrtný šnek (spirál) – obr.3.9.b, který je vhodný pro soudržné zeminy, vrtací korunka – obr.3.9.c pro provrtávání vložek skalních hornin. Jednolanový drapák – obr.3.9.d se používá pro těžení balvanů a pro rozbíjení vrtných překážek je vhodné dláto – obr.3.9.e. Vrtné nástroje mají normalizované řezné průměry a bývají opatřeny výměnnými břity. Na výběru vhodného nástroje a jeho kvalitě závisí do značné míry rychlost a úspěšnost vrtání. Pro dosažení požadovaného vrtného postupu může dojít v průběhu vrtání k výměně nástroje, nebo ke změně technologie vrtání. Vytěžená zemina z vrtů se sype přímo na nákladní auta, nebo na terén v okolí vrtu, z něhož se později nakládá a odváží na příslušnou skládku.

Vrty pro piloty se provádějí jako nepažené, pažené pomocí ocelových pažnic a pažené pomocí pažící suspenze, většinou jílové.

Pokud je jisté, že v celém procesu instalace vrtané piloty zůstanou stěny i dno vrtu stabilní, smějí se provádět vrty nepažné. V průběhu vrtání je však třeba neustále kontrolovat, nevniká-li do vrtu nekontrolovaně voda, neopadávaji-li stěny vrtu. Pokud ano, je třeba vrt ihned zapažit. Šikmé vrty se sklonem $n \leq 15$ se musí pažit v celé délce, pokud není jasně prokázáno, že budou stabilní. Vrty s $d > 1,0$ m by měly být paženy vždy tzv. úvodní pažnicí délky 1,5 – 2,5 m (obr.3.8), přesahující pracovní plošinu asi o 0,2 – 0,3 m. Tato úvodní pažnice zajistí dokonalé vedení vrtného nástroje při jeho opakovaném těžení a zavrtávání a zamezí nebezpečí tvorby kaveren u hlavy piloty, kde zeminy bývají vlivem povětrnosti a vlivem pojezdů vrtné soupravy porušeny.

Nesoudržné zeminy s ID < 0,5, dále soudržné zeminy s IC < 0,5, vrstvy navážek a nedokonale hutněných násypů by měly být paženy vždy.

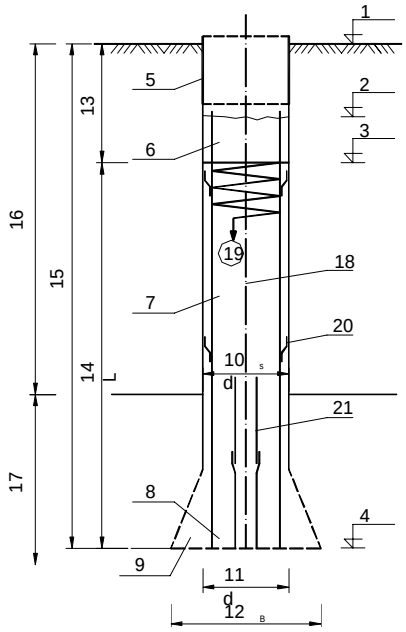


Obr.3.7 Pilotové stěny: a. volně stojící (s velkou osovou vzdáleností) a > d, b. tangenciální a ≅ d, c. převrtávaná pilotové stěna a < d, 1 – zapažení mezi pilotami, p – primární piloty, s – sekundární piloty

Pažení ocelovými pažnicemi je základní a nejvíce používanou metodou zajištění stability vrtů s d ≤ 1,50 m. Používá se jednak tzv. černých (varných) ocelových rour s tloušťkou stěny 8 – 12 mm, jednak speciálních spojovatelných ocelových pažnic, vesměs dvouplášťových s tloušťkou stěny 40 mm. Pažnice se ve vrtech instalují zavrtáváním rotačním způsobem za pomocí vrtné soupravy, vibrováním event. beraněním a pomocí oscilačních tzv. dopažovacích zařízení. Za pažení vrtu se považuje takový postup, při němž pažnice postupuje spolu s hloubením vrtu, nebo toto hloubení předchází. Pažnice musí:

- být kruhové a nedeformovatelné co do délky a příčného profilu,
- být dimenzovány na zatížení při pažení a vytahování pažnic,
- být prosté jakýchkoliv výstupků a zbytků betonu,
- mít dostatečně dimenzované spoje jak na síly podélné, tak na kroutící momenty.

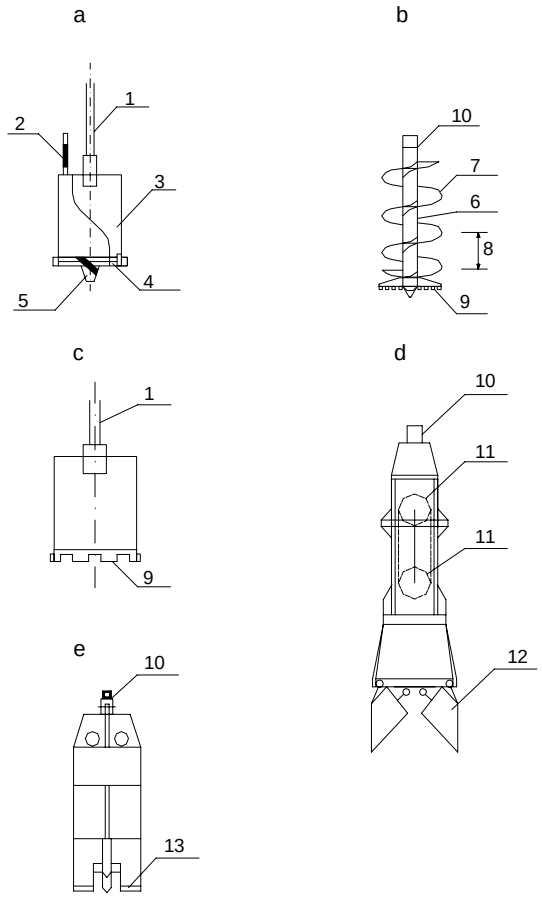
Pata pažnice, zvláště spojovatelné, bývá opatřena pažnicovou korunkou většího průměru pro snazší zavrtávání i odpažování, obr. 3.10. Typické průměry pažnic varných i spojovatelných spolu s používanými průměry vrtných nástrojů (šap a spirálů) jsou v tabulce 3.1.



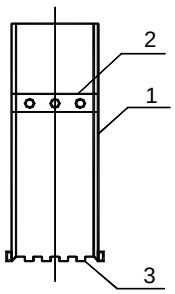
Obr.3.8 Vrtané piloty – označení a názvosloví: 1-pracovní plošina, 2-úroveň betonáže, 3-projektovaná hlava piloty (úroveň odbourání), 4-počva vrtu (základová spára piloty), 5-úvodní pažnice, 6-hlava piloty, 7-dřík piloty, 8-pata piloty, 9-rozšíření paty piloty, 10-průměr dříku piloty ds, 11-průměr piloty d, 12-průměr paty piloty dB, 13-hluché vrtání, 14-délka piloty L, 15 – hloubka vrtu, 16-neúnosná zemina, 17-únosná zemina, 18-osa piloty, 19-výztužný armokoš, 20-distanční prvek, 21-betonážní, nebo sypáková roura

Tabulka 3.1 Nejčastěji používané průměry varných a spojovatelných pažnic spolu s příslušnými průměry vrtného nářadí

Průměr varné pažnice	630	720	820	920	1020	1220	1420	-	1620	(1820)	(2020)
Průměr spojov. pažnice	630	750	880	-	(1020) 1080	(1180) 1200 1220	-	1500	-	-	-
Průměr vrtného nářadí	570	630	770	870	920	1070	1220	1350	1500	1700	1900



Obr.3.9 Vrtné nástroje: a. vrtný hrnec (šapa), b. vrtný šnek (spirál), c. vrtací korunka, d. jednolanový drapák, e. dláto. Legenda: 1-vrtná tyč, 2-ovladač vyklápění dna, 3-vrtný hrnec, 4-dno vrtného hrnce s výměnnými zuby, 5-centrátor, 6-tělo, 7-závity šneku, 8-výška závitu, 9-řezací zuby, 10-závěs, 11-rolny, 12-lopatky, 13-břit



Obr.3.10 Schéma spojovatelných pažnic: 1-díl pažnice, 2-spoj pažnice se spojovacími šrouby, 3-pažnicová korunka

Pažení pomocí varných rour je rychlé a vhodné zejména tam, kde je třeba propažit pouze horní část vrtu omezené délky, přičemž dovrtat lze v soudržné zemině bez pažení. Použitelná délka těchto pažnic je dána jak

umístěním rotačního stolu vrtné soupravy, tak i délkou předvrtu, do něhož se pažnice vkládá. V případě potřeby hlubšího pažení se používají spojovatelné pažnice, jejichž jednotlivé díly mají délku většinou 1,50 m a spojovány jsou speciálními kuželovými šrouby délky shodné s tloušťkou stěny pažnice. Po obvodě je 6 až 12 těchto šroubů (podle průměru pažnice). Dvouplášťové pažnice se zavrtávají jak pomocí vrtné soupravy se speciálním nástavcem, tak pomocí dopažovacího zařízení, které je nezbytné zejména pro hluboké vrty s velkým průměrem (L > 12 m, d > 1,0 m), kdy kroutící moment ve vrtné tyči soupravy již nestačí. Dopažovací zařízení se montuje vesměs jako přídavné zařízení k vrtné soupravě.

Jílová pažící suspenze zajišťuje stabilitu stěn i dna vrtu kombinovaným účinkem hydrostatického tlaku a elektrochemických jevů, v jejichž důsledku se na stěně vrtu vytvoří ochranný jílový filtrační koláč, jehož tloušťka závisí na kvalitě této suspenze a na mnoha dalších okolnostech. Jílová suspenze je tzv. plastická (Binghamova) kapalina, jež má odlišné chování od klasických kapalin (Newtonových), jako je třeba voda. Tato odlišnost se projevuje hlavně tím, že je nutno vyvodit určitou sílu k překonání vnitřního odporu ve struktuře této kapaliny k tomu, aby se stala tekutou. Je-li jílová suspenze v klidu, přejde z tekutého stavu na gel (geluje) a její pevnost ve střihu se výrazně zvětší. Mícháním přejde gel na tekutinu (sol), přičemž tyto stavy lze neustále opakovat. Tato vlastnost opakovatelných změn stavu suspenze se nazývá tixotropie. Jílová suspenze se vyrábí z jílu, vody a případně z dalších přísad v rozplavovači o obsahu 4 – 7 m3 (obr.3.11):

a) jíl – používají se bentonitické jíly, jejichž podstatnou součástí je minerál montmorillonit, jehož charakteristiky (lístkový tvar, velký povrch, dobrá bobtnavost a dispergovatelnost) určují vlastnosti suspenze. Chemická aktivita jílových minerálů je ovlivněna charakterem výměny iontů na jejich povrchu, přičemž nejlepší jsou sodné jíly. Pro výrobu pažící suspenze se používá natrifikovaný aktivovaný bentonit pod obchodním názvem Sabenil,

b) voda – používá se čistá voda s neutrální reakcí, zpravidla pitná voda z veřejného zdroje,

c) uhličitan sodný bezvodý – používá se pro natrifikaci bentonitu a neutralizaci vody, je-li to potřebné,

d) karboxymetylceluloza (KMC – obch. název Lovosa) – používá se jako ochranný koloid (stabilizátor) pro zamezení shlukování částic jílu (koagulace) a pro vázání volné vody v suspenzi. Zvyšuje viskozitu

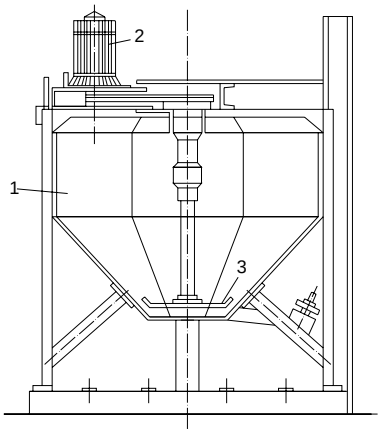
suspenze a snižuje její filtraci,

e) pyrofosforečnan sodný – používá se jako ztekucovadlo, je-li suspenze příliš viskózní, např. vlivem koagulace minerálními solemi z těžené zeminy a pro snazší čerpání.

Základní receptura jílové 1,0 m3 pažicí suspenze je dána tabulkou 3.2. Takto vyrobená suspenze může zrát až 12 hodin a za tím účelem se přepouští do zásobníků o obsahu 40 m3 i více. Vlastnosti vyrobené suspenze se zjišťují kontrolními zkouškami, jejichž výčet spolu s požadovanými výsledky je v tabulce 3.3. Suspenzi lze po pročištění použít vícekrát. Suspenze se čistí zejména od částic písku, jež mohou být ve vznosu a to na čističe, jež se skládá ze soustavy vibračních sít, na nichž se odstraní hrubší částice a z hydrocyklónu (obr.3.12), jež slouží k odstranění jemných částic. Suspenze se definitivně znehodnotí při styku s cementem, vápnem a s většinou chemických roztoků.

Vyrobená suspenze se k vrtům přivádí potrubím, výjimečně cisternovými vozy. V průběhu vrtání se musí hladina suspenze udržovat neustále na takové úrovni, aby její přetlak byl dostatečný pro udržení stability vrtu a zabránění opadávání zeminy do vrtu. Hladina musí být neustále udržována:

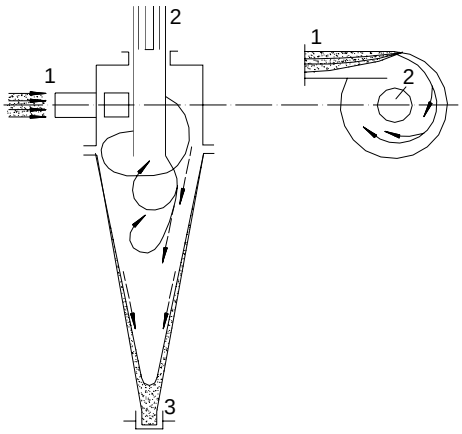
- v úvodní pažnici (ve vodících zídkách),
- nejméně 1,5 m nad úrovní hladiny podzemní vody.



Obr.3.11 Schéma vrtulového rozplavovače: 1-nádoba rozplavovače, 2-elektromotor, 3-vrtule s gumovým povlakem

Tabulka 3.2 Základní receptura pro výrobu 1 m3 jílové pažicí suspenze

Pořadí	Množství	Doba míchání
1. voda	975 l	-
2. uhličitan sodný bezvodý (soda)	je-li pH záměsové vody, potom: 6,5 – 5,5 1,3 – 2,0 kg 5,5 – 4,5 2,0 – 2,5 kg < 4,5 - nutno zajistit jinou vodu	5 minut
3. KMC Lovosa	1 kg	5 minut
4. Sabenil	64 kg	15 minut



Obr.3.12 Schéma hydrocyklónu: 1-vtokový nátrubek, 2-vnitřní odtoková trubice, 3-spodní ventil

Při vrtání pod pažící suspenzí je třeba zabránit vzniku hydraulických rázů způsobených prudkými pohyby nástroje a velkým otřesům vznikajícím např. při zavírání šapy u ohlubně vrtu. Aby nedocházelo k nežádoucímu podtlaku při těžení nástroje („pístování“), je třeba nástroj vytahovat plynule a pomalu a opatřit jej dostatečně vysunutými „přibíracími noži“ za účelem zvětšení šířky mezikruží. Vyvrtanou zeminu znečištěnou suspenzí lze obyčejně odvážet na skládku až po jejím částečném vyschnutí a odtečení suspenze.

Tabulka 3.3 Vlastnosti jílové pažící suspenze a postup měření

Vlastnosti	Parametr	Přístroj	Stručný postup zkoušky	Hodnota
Reologické	viskozita	Marsh SPV-5	měří se čas průtoku suspenze nálevkou s trubičkou	30 – 40 s 18 – 27 s
	pevnost ve střihu	FANN 35	měření smykového napětí na rotačním viskozimetru	min. 5,0 Pa
	tixotropie	FANN 35	rozdíl střihové pevnosti v intervalu 10 a 1 min. v klidu	4,0 Pa
Koloidní	filtrace	Baroid-FANN	množství volné vody v 250 ml suspenze uvolňující se přetlakem 0,7 MPa za jednotku času	max. 8 ml/ 7,5 minuty
	tloušťka filtračního koláče	Baroid-FANN	po měření filtrace se změří tloušťka koláče ulpělého na filtračním papíře	max.1,0 mm
	odstoj vody dekantace	Odměrný válec 1000 ml	V odměrném válci se odečte množství odloučené vody za 24 hodin – údaj je v %	0%/24hodin
Fyzikální	objemová hmotnost	Váhy, hustoměr	po promíchání suspenze na přesných váhách	cca.1,04 g/cm3
	obsah písku	OT-2 Lysenkova nádoba	do odm. válce se naleje 50 ml suspenze, doplní vodou na 500 ml a po 1 min se odečte množství písku – výsledek x2	max. 3,0 %
Chemické	hodnota pH	Indikační papírek	indikační papírek zvlhčený suspenzí se opláchne vodou a porovná se stupnicí pH	> 7,5
	analýza filtrátu	Analytické metody	chemický rozbor filtrátu suspenze za účelem stanovení solí způsobujících koagulaci	

Při vrtání pod pažící suspenzí je třeba zabránit vzniku hydraulických rázů způsobených prudkými pohyby nástroje a velkým otřesům vznikajícím např. při zavírání šapy u ohlubně vrtu. Aby nedocházelo k nežádoucímu podtlaku při těžení nástroje („pístování“), je třeba nástroj vytahovat plynule a pomalu a opatřit jej dostatečně vysunutými „přibíracími noži“ za účelem zvětšení šířky mezikruží. Vyvrtanou zeminu znečištěnou suspenzí lze obyčejně odvážet na skládku až po jejím částečném vyschnutí a odtečení suspenze.

S postupujícím tlakem na ochranu životního prostředí je pažení pilot jílovou suspenzí stále na ústupu.

3.3.2 Přípravné práce před betonáží

Tyto práce sestávají z čištění vrtu, kontroly jeho délky, popřípadě z čerpání podzemní vody – jen je-li to účelné a neohrozí-li se tím stabilita vrtu, dále z armování železobetonové piloty. Dno vrtu se čistí tzv. čistící šapou s rovným dnem, uzavíratelnou, nebo s klapkami bez centrátoru a to zejména tehdy, je-li vrtáno spirálem. Snahou musí být, aby přestávka mezi dovrtáním a zahájením betonáže byla co nejkratší. Pokud se vrty provádějí v zeminách, jejichž vlastnosti se mohou s časem zhoršovat (bobtnání, rozbřídání apod.) a nelze je v jedné směně zabetonovat, musí se čistit těsně před betonáží a to prohloubením piloty o 1,5 m nebo o dva průměry. V případě vrtů s jílovou pažící suspenzí se musí nejdříve 1 hodinu před osazením výztuže:

- vyčistit dno vrtu (2 – 3 návrty čistící šapou),
- odstranit filtrační koláč – pomalou rotací nástroje s přibíracími noži,
- zkontrolovat písčitost suspenze (max 4 %).

Vrtané, na místě betonované piloty se provádějí jako nevyztužené (z prostého betonu), železobetonové (vyztužené armokoši v celé své délce, nebo v části), s kotevní (spojovací) výztuží a popř. se speciální výztuží (tuhé např. válcované profily, ocelové roury apod.). Piloty z prostého betonu se smějí navrhovat tehdy, jsou-li pouze tlačené a nenacházejí-li se v zeminách náchylných ke ztrátě stability. I ty bývají v hlavách opatřeny kotevní výztuží, jež se však obyčejně osazuje až do čerstvého betonu jejich hlav a nespadá tudíž do popisovaných přípravných prací. V ostatních případech se piloty provádějí jako železobetonové, kdy dřík nebo jeho podstatná část je vyztužen armokošem, který se skládá:

- z podélné výztuže, jejíž minimální množství je dáno tabulkou 3.4,
- příčné výztuže podle tabulky 3.5.
- pomocné výztuže.

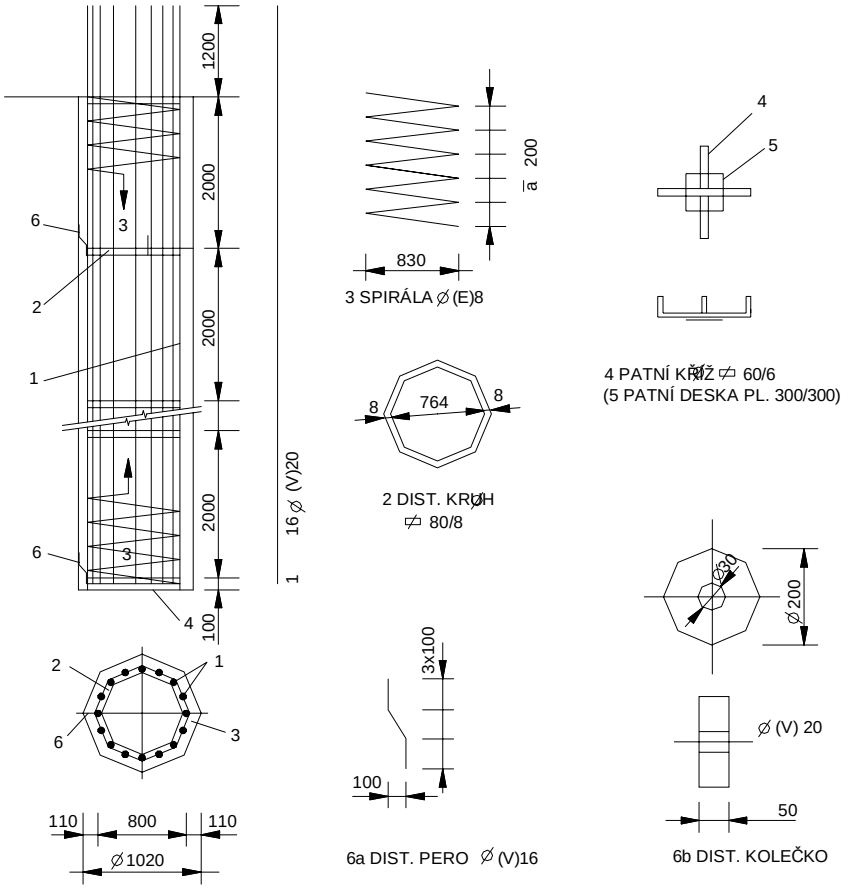
Tabulka 3.4 Minimální vyztužení železobetonových vrtaných pilot

Jmenovitá průřezová plocha dříku piloty: AC	Plocha podélné výztuže: AS
AC ≤ 0,5 m2	AS ≥ 0,5% AC
0,5 m2 < AC ≤ 1,0 m2	AS ≥ 0,0025 m2
AC > 1,0 m2	AS ≥ 0,25% AC

Tabulka 3.5 Doporučený průměr příčné výztuže

Pravoúhlé a kruhové třmínky a spirála	≥ 6 mm a ≥ ¼ největšího průměru podélné výztuže
Výztužné sítě použité jako příčná výztuž	≥ 5 mm

Minimální krytí výztuže u pilot s profilem d ≤ 0,6 m je 50 mm, u pilot s d > 0,6 m pak 60 mm. U pilot pažených spojovatelnými pažnicemi se krytí výztuže zvětšuje a to obyčejně o tloušťku stěny této pažnice, jež bývá 40 mm. Výztuž vrtaných pilot se vyrábí ve formě armokoše, který musí být dostatečně tuhý (obr.3.13). Pokud to je proveditelné, zapouštějí se armokoše do vrtů vcelku, bez spojů. Pouze u mimořádně dlouhých pilot (např. přes 20 m) se výztuž spojuje v průběhu zapouštění. S ohledem na požadovanou rychlost této operace se dává přednost rychlospojkám (lanovým spojkám) před ostatními spoji (např. před svary).



Obr.3.13 Příklad armokoše vrtané piloty: 1-podélná nosná výztuž, 2-distanční kruhy z ploché oceli, 3-příčná výztuž ve formě spirály, 4-patní kříž z ploché oceli, 5-event. patní deska z plechu, 6a-distanční vložka ve formě háku, 6b-distanční kolečko z betonu, popř. z umělé hmoty

3.3.3 Betonáž vrtaných pilot

Beton pro betonáž vrtaných pilot musí mít vysokou odolnost proti rozměšování, vysokou plasticitu a správné složení a konzistenci, schopnost samozhutnění a především správnou zpracovatelnost pro jeho ukládání, jakož i pro případ vytahování pažnic z čerstvého betonu. Složení betonu by mělo v zásadě odpovídat požadavkům ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Dle této normy se stanovují zejména požadavky na třídu betonu, jež by měla být v rozmezí C16/20 až C30/37. Požadavek na vyšší třídu betonu bývá většinou nesmyslný, neboť se v pilotě vyšší pevnost betonu nevyužije a navíc nebývá reálné vyrobit transportbeton této třídy s požadovanou zpracovatelností, která je pro betonáž vrtaných pilot zcela prioritní. Složení betonu pro vrtané piloty je dáno tabulkou 3.6 a požadované vlastnosti betonu týkající se jeho zpracovatelnosti jsou dány v tabulce 3.7. Aby

bylo dosaženo potřebných vlastností betonu, smějí být jako přísady do betonu použity plastifikátory, superplastifikátory a zpolomalovače tuhnutí za předpokladu, že je dodrženo správné dávkování. Pokud se betonuje za nízkých teplot (pod +50 C s klesající tendencí) smí být použito provzdušňovacích přísad. Rovněž je dovoleno používat tzv. samozhutnitelných betonů (hyperplastifikovaných), se stupněm rozlití 600 – 700 mm.

Tabulka 3.6 Složení čerstvého betonu

Obsah cementu	
- betonáž do sucha	≥ 325 kg/m3
- betonáž pod vodu a pod suspenzi	≥ 375 kg/m3
Vodní součinitel (v/c)	< 0,60
Podíl jemné frakce d < 0,125 mm (včetně cementu)	
Je-li - největší zrno kameniva d > 8 mm	≥ 400 kg/m3
- největší zrno kameniva d ≤ 8 mm	≥ 450 kg/m3

Tabulka 3.7 Požadavky na zpracovatelnost čerstvého betonu při různých podmínkách betonáže

Stupeň rozlití mm	Stupeň sednutí kužele (dle Abramse) mm	Typické podmínky použití (příklady)
460 ≤ ∅ ≤ 530	130 ≤ H ≤ 180	- betonáž do sucha
530 ≤ ∅ ≤ 600	H ≥ 160	- betonáž bet. čerpadlem, nebo - pomocí sypákové roury pod hladinu podzemní vody
570 ≤ ∅ ≤ 630	H ≥ 180	- betonáž pomocí sypákové roury pod v případě pažící jílové suspenze
Změřený stupeň rozlití (∅) nebo sednutí kužele (H) se zaokrouhlí na 10 mm		

Pokud nelze prokázat, že pro betonáž je používán stále stejný beton, používaný při stejných podmínkách a požadavcích a podrobený kontrolním zkouškám, je nutné před betonáží provést zkoušky betonu na staveništi. Ke zkoušce pevnosti betonu je četnost odběru vzorků na staveništi následující:

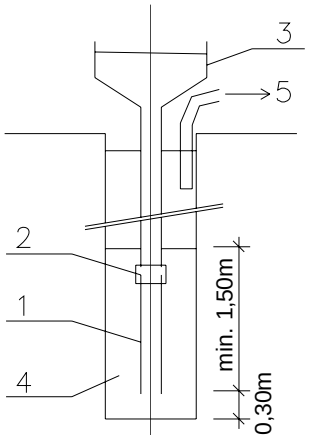
- po jedné sadě (1 sada = 3 ks vzorků) z prvních 3 pilot na staveništi,
- po jedné sadě z každých následujících pěti pilot (resp. 15 pilot, pokud

množství betonu v pilotě nepřesahuje 4 m3),

- dvě sady vzorků při přerušení práce delším než 7 dní,
- jedna sada vzorků na každých 75 m3 betonu zpracovaného v jednom dni.

Vrtané piloty se betonují buď způsobem betonáže do sucha, nebo způsobem betonáže pod vodu (či pod jílovou pažící suspenzi). První metoda smí být použita pouze tehdy, je-li vrt před betonáží zcela suchý. Betonáž se provádí pomocí betonážní roury (usměrňovací) s násypkou umístěné svisle ve středu vrtu tak, aby proud betonu nenarážel ani na výztuž piloty, ani na stěny vrtu. Délka této roury je dána právě touto podmínkou. Vnitřní průměr této roury, jež se též nazývá usměrňovací, bývá min. 200 mm, musí však být větší než je 8-mi násobek největší použité frakce kameniva v betonu.

V případě betonáže pod vodu nebo pod pažící suspenzi se používá metoda Contractor, při níž se dobře zpracovatelný beton ukládá pomocí sypákové roury, jež slouží k zabránění rozměšování a znečištění betonu kapalinou v pilotě. Sypáková roura (obr.3.14) je na horním konci opatřena násypkou trychtýřovitého tvaru, jež je schopna pojmout dostatečnou zásobu betonu, aby betonáž probíhala plynule. Sypáková roura má zcela hladnou vnitřní stěnu a její světlost je nejméně 150 mm, resp. nejméně 6-ti násobek největší frakce kameniva v betonu. Je opatřena vodotěsnými spoji snadno rozpojitelnými po cca 1,5 až 2,0 m. Aby se sypáková roura mohla v průběhu betonáže volně pohybovat, nesmí její největší příčný rozměr (vč. spojů) přesáhnout 35% průměru vrtu, resp. 60% vnitřního průměru armokoše (v případě vrtaných pilot) a 80% vnitřní světlé šířky armokoše (v případě lamel podzemních stěn). Před zahájením betonáže se sypáková roura spustí až na dno vrtu a opatří se vhodnou zátkou, jež zamezí promíchání betonu s kapalinou ve vrtu. Naplní se zcela betonem a povytáhne se o výšku rovnající se asi průměru roury. V dalším průběhu betonáže se sypáková roura pozvolna povytahuje ovšem tak, aby (kromě zahájení betonáže) byla v betonu ponořena vždy nejméně 1,5 m v případě pilot s $d < 1,2$ m, resp. 2,5 m v případě pilot s $d \geq 1,2$ m a nejméně 3,0 m v případě lamel podzemních stěn, zvláště tehdy, betonují-li se více sypákovými rourami najednou. Sypákové roury se zásadně zkracují shora a povytahují se zvolna, aby se zabránilo případnému sacímu efektu. Hlavy pilot (lamel) se v případě betonáže pod vodu (suspenzi) vždy přebetonují na potřebnou výšku, jež je dána podmínkou, aby v úrovni projektované hlavy piloty byl kvalitní, neznečištěný beton. V průběhu betonáže se voda, popř. pažící suspenze z vrtu odčerpává.



Obr.3.14 Betonáž vrtané piloty pomocí sypákové roury: 1-sypáková roura, 2-vodotěsný spoj sypákové roury, 3-násypka, 4-beton v pilotě, 5-čerpání vody (pažící suspenze)

Součástí betonáže pilot zapažených ocelovými pažnice je vytahování těchto pažnic, které musí proběhnout bezprostředně po betonáži, resp. zahájeno musí být v průběhu betonáže, je-li ovšem sloupec betonu na patou pažnic dostatečný k vyvození potřebného přetlaku, aby se zabránilo vniknutí vody nebo zeminy do vrtu nad patou pažnic a aby nedošlo k povytažení armokoše. Pažnice je třeba vytahovat zvolna a neustále sledovat hladinu betonu, jež klesá v souvislosti s plněním mezikruží betonem a může klesnout náhle v souvislosti se zaplněním zapažnicových kaveren. Hlavu piloty je třeba vždy dostatečně přebetonovat, aby z výše uvedených důvodů neklesla po odpažení pod svoji projektovanou úroveň.

3.3.4 Práce dokončovací

Po betonáži piloty a vytažení pažnic obyčejně následuje prodleva, během níž se realizují ostatní piloty na staveništi. Mezi práce dokončovací náleží úprava hlavy pilot, úprava její výztuže a případné zřízení nadpilotové konstrukce, které je součástí piloty. Hlavy přebetonovaných pilot se upravují odbouráním, které musí probíhat ohleduplně, aby se zabránilo poškození zbylé části piloty. Zvláštní pozornost musí být věnována kvalitě betonu v hlavě piloty. Poškozený beton musí být odstraněn až na úroveň betonu zcela zdravého a nahražen čerstvým betonem, jež se dokonale spojí z betonem stávajícím. Na dostatečnou výšku musí být odbourán zejména beton pilot betonovaných pod jílovou pažící suspenzi.

Pokud je armokoš nad hlavou piloty zohýbán při odbourávání její znečištěné hlavy, smí být narovnán a upraven ve smyslu platných zásad nakládání s betonářskou výztuží. Je třeba zabránit zejména ohýbání výztuže za

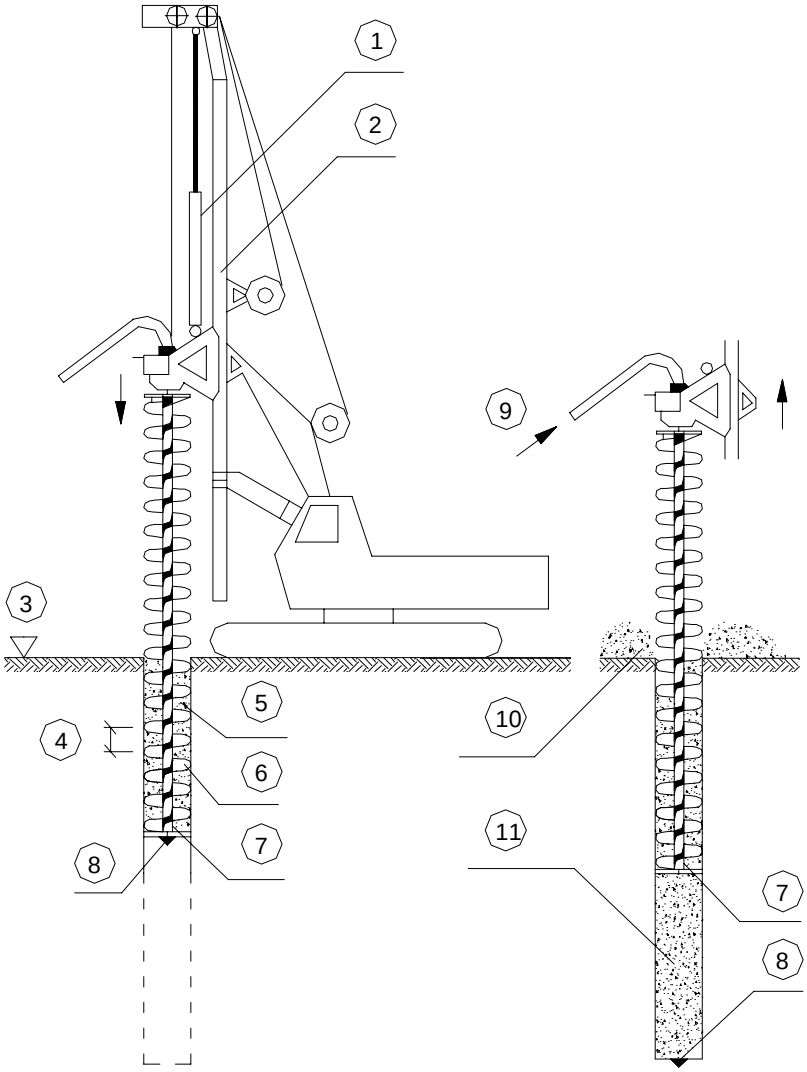
tepla a ostrým ohybům. Pokud by došlo k nepřípustnému ohybu výztuže, nebo k jejímu zeslabení, je vhodnější příslušný prut vyříznout a nahradit přivařeným novým prutem.

V této pracovní fázi se opatřují hlavy pilot prováděných z prostého betonu tzv. spojovací výztuží, tvořenou určitým počtem svislých prutů, jež se do upravené hlavy zapíchají do čerstvého betonu.

3.4 Technologický postup výroby pilot prováděných průběžným šnekem (CFA)

Průběžný šnek (obr. 3.15) nahrazuje ve vhodných zeminách pažení a zvyšuje produktivitu práce při provádění vrtaných, na místě betonovaných pilot až několikanásobně. Stabilita stěn vrtu je tedy zajištěna pomocí zeminy, která v průběhu vrtání zůstává na závitech tohoto šneku, jehož délka odpovídá nejméně celkové délce příslušné piloty (nastavování šneku v průběhu provádění není přípustné). Vhodnými zeminami jsou jak zeminy nesoudržné (s relativní ulehlostí $I_D > 0,4$ a nestejnozrnné s $d_{60}/d_{10} > 2$), suché, či zvodnělé, které neobsahují velké balvany, tak zeminy soudržné (kromě měkkých s $c_u <$ 15 kPa a kromě senzitivních jílů a event. spraší), pokud neobsahují tvrdé (nevrtatelné) polohy, či vložky. Piloty CFA se provádějí vesměs jako svislé. Vrtání průběžným šnekem musí být prováděno tak rychle, jak je to možné a s minimálními otáčkami vrtného nástroje, aby se na nejmenší možnou míru snížily negativní účinky vrtání na okolní zeminu. Za tím účelem musí vrtná souprava disponovat dostatečným kroutícím momentem i tažnou silou. Stoupání závitů průběžného šneku musí být u klasických CFA pilot stejné po celé délce. V první fázi se nástroj zavrtá postupně do zeminy na celkovou hloubku tak, že prakticky nedochází k nakupení zeminy kolem ohlubně vrtu. Středová roura průběžného šneku je uzavíratelná, aby se zabránilo vniku zeminy a vody do této roury. V další fázi se betonuje středovou rourou přímo z betonážního čerpadla, jehož hadice je k ní již během vrtání napojena. Betonuje se příslušným tlakem čerstvého betonu, který má zpracovatelnost danou stupněm sednutí kužele dle Abramse nejméně 190 – 210 mm a obsahuje především oblé kamenivo. Během betonáže se průběžný šnek nesmí otáčet, nebo se otáčí ve stejném smyslu jako při vrtání. Přetlak betonu u paty piloty zajišťuje, že vzniklý prostor je betonem ihned zaplněn. V průběhu betonáže musí být k dispozici dostatečná zásoba betonu, aby dřík piloty mohl být vyplněn plynule a zcela od paty až po pracovní úroveň. Obyčejně se však betonuje i do vrstvy zeminy, která se při vytahování šneku kupí v okolí

ohlubně vrtu. Tím se zajistí, že v úrovni projektované hlavy piloty bude kvalitní beton. Ihned po skončení betonáže a vytažení nástroje se nakupená zemina (i s event. betonem) odstraní např. nakladačem, beton v hlavě piloty se upraví a pilota se opatří armokošem. Ten bývá na spodním konci mírně kónický a nemá patní kříž. Zasouvá se do čerstvého betonu zprvu vlastní tíhou, dále např. tlakem vhodného zařízení (lžíce nakladače). Nesmí se vibrovat, neboť je nebezpečí roztřídění betonu. Smí se však použít poklepů příslušného zařízení, je-li k dispozici.



Obr.3.15 Technologie provádění pilot průběžným šnekem (CFA): 1-přítlačný válec, 2-věž vrtné soupravy, 3-pracovní plošina, 4-výška závitu, 5-rozrušená zemina, 6-průběžný šnek, 7-vnitřní roura, 8-zátka vnitřní roury, 9-přívod betonu, 10-vyvrtaná zemina, 11-beton piloty

3.5 Osová únosnost vrtaných pilot

Osová únosnost osamělé piloty je zatížení, při kterém pilota vyhoví podmínkám na ni kladeným, tj. jak obecným podmínkám pevnostním (řešení podle 1.skupiny MS), tak i obecným podmínkám deformačním (řešení podle 2.skupiny MS). Obecně přicházejí v úvahu následující mezní stavy:

- celková ztráta stability,
- únosnost piloty,
- vyzdvižení vztlakem, nebo nedostatečný odpor v tahu piloty,
- konstrukční porušení piloty tlakem, vybočením, resp. tahem,
- nadměrné sedání,
- nadměrné zvednutí.

Tlaková osová únosnost osamělé vrtané piloty se stanoví buď zkouškou, nebo výpočtem. V zásadě jsou přijatelné následující návrhové postupy:

1.a) návrh na základě výsledků statických zatěžovacích zkoušek zkušebních pilot, systémových, popř. modelových,

1.b) návrh na základě dynamických zatěžovacích zkoušek, jehož platnost byla prokázána statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných podmínkách,

2. návrh na základě empirických a analytických výpočtových metod vycházejících z pevnostních a deformačních charakteristik základové půdy, vlastností materiálu piloty a z technologie provádění, jehož platnost byla prokázána statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných podmínkách.

3.5.1 Interakce piloty a základové půdy

Vrtané piloty přenášejí vnější svislé tlakové zatížení do okolní základové půdy pláštěm a patou. Z výsledků zkoušek vyplývá, že pokud smykové napětí na plášti piloty (tzv. plášťové tření) není uměle redukováno, popř. zcela eliminováno (např. povlakem na plášti piloty), přenáší pilota postupně rostoucí vnější zatížení vždy převážně plášťovým třením, přičemž jeho průměrná velikost roste se sedáním a blíží se k maximu, které je dosaženo při sedání o velikosti 5 – 50 mm v závislosti na druhu základové půdy a na technologii provádění. V nesoudržných zeminách bývá velikost limitního

sedání pro mezní mobilizaci plášťového tření menší a v ulehlých materiálech se projevuje efekt dilatance, jež při dalším sedání vede k poklesu plášťového tření na velikost reziduální. Napětí na patě piloty se aktivuje pomaleji a jeho velikost roste s deformací, přičemž mezní hodnoty se dosahuje při sedání rovném 80 – 120 % průměru piloty d. V důležitém rozsahu odpovídajícím limitní velikosti sedání pro mobilizaci plášťového tření bývá růst napětí v patě piloty lineární ve vztahu k sedání. Popsaný mechanizmus platí v relativně homogenní základové půdě, nebo i základové půdě vrstevnaté, pokud se deformační vlastnosti jednotlivých vrstev (zvláště u paty piloty) výrazně nemění. Je-li pilota vetknuta do výrazně tužší vrstvy, stoupá poměr mobilizovaného napětí v patě piloty k mobilizovanému plášťovému tření a napětí na patě piloty má vzrůstající tendenci. Je-li pilota opřena o prakticky nestlačitelnou vrstvu (např. skalní podloží tř. R1, R2), mělo by být vnější zatížení přenášeno v podstatě pouze patou piloty, neboť její sedání, nutné k mobilizaci tření na plášti by mělo být velmi omezené, resp. dané pouze deformací železobetonového dříku piloty. Ve skutečnosti je však prognóza chování této piloty velmi riskantní, neboť závisí zcela na technologii provádění, tj. vrtání, čištění paty vrtu a způsobu betonáže. Na velikost kritického posunu piloty pro plnou aktivaci plášťového tření nemá vliv průměr piloty (na rozdíl od aktivace napětí v patě), drsnost pláště má však vliv podstatný. Na velikost mobilizovaného plášťového tření má rozhodující vliv drsnost pláště, jež je zcela ovlivněna technologií provádění a dále průměr piloty d /Masopust, 1978, 1994/.

K dokonalému popisu chování osamělé, vrtané, svisle zatížené piloty je třeba znát:

- pracovní diagram piloty, udávající závislost mezi zatížením hlavy piloty a její deformací (sedáním), zpravidla v čase,
- průběh normálové síly v dříku piloty pro příslušný zatěžovací stupeň (popř. průběh normálového napětí v dříku piloty s jeho délkou).

3.5.2 Statické zatěžovací zkoušky pilot

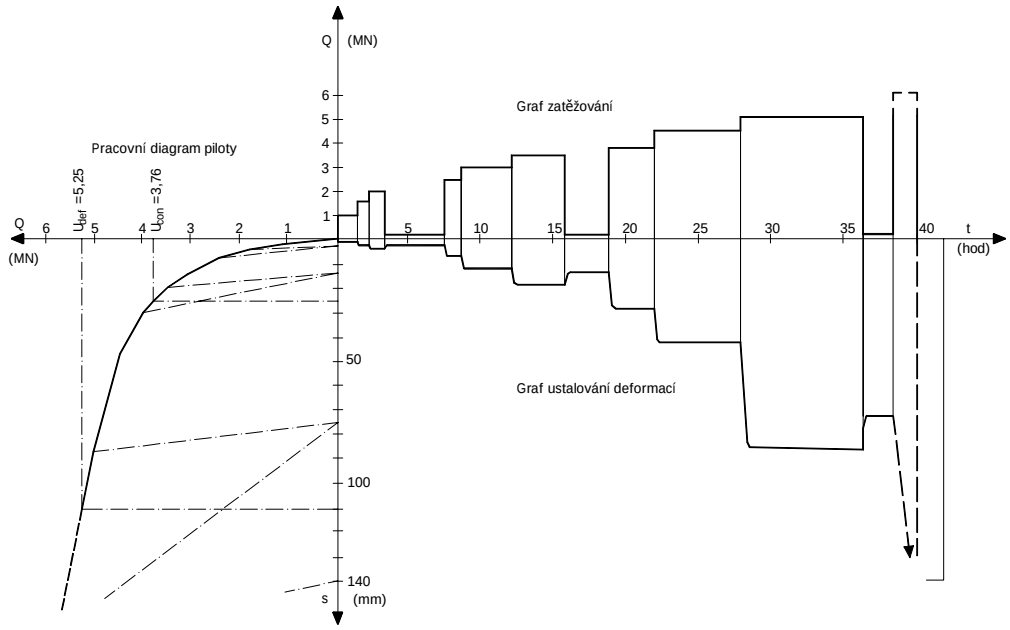
Základní metodou pro stanovení únosnosti osamělé piloty je statická zatěžovací zkouška piloty ve skutečném měřítku, neboť ta zobrazuje zcela věrohodně jak technologické aspekty provádění, tak i vlivy přírodní, tj. vlastnosti základové půdy a dostatečně modeluje časový průběh sedání. Statické zatěžovací zkoušky vrtaných pilot lze rozdělit na:

- studijní, které se provádějí na mimosystémových pilotách v předstihu

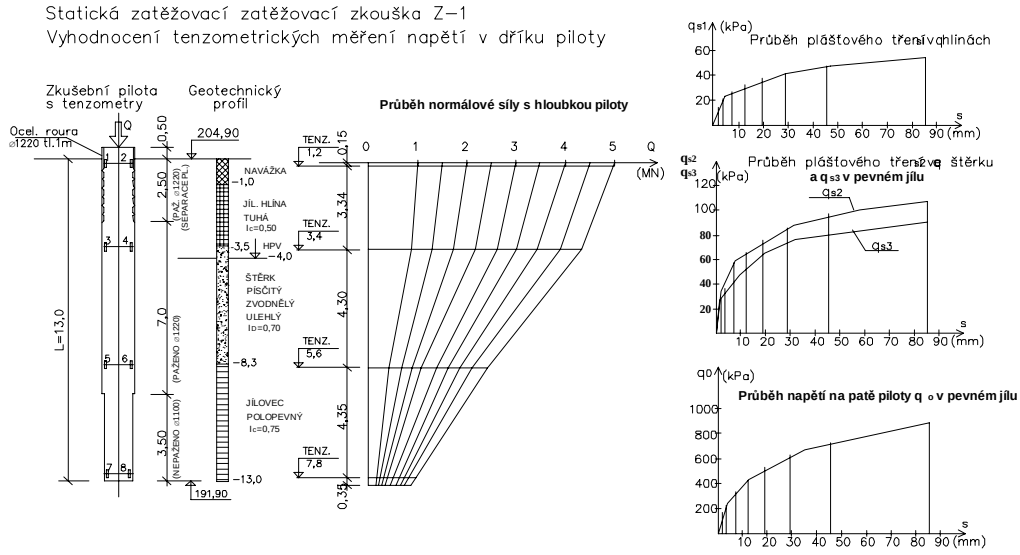
před stavbou, obyčejně jako součást doplňujícího geotechnického průzkumu, nebo jako rozhodující podklad pro realizační projekt zakládání stavby, jde-li o piloty s abnormálním zatížením, jedná-li se o mimořádně složité podmínky (3.GK) a je-li reálný předpoklad, že jejich výsledek povede k výraznému snížení investičních nákladů na založení stavby. Lze je provádět na tzv. modelových pilotách, které mají samozřejmě shodnou délku s pilotami systémovými, jsou prováděny shodnou technologií, pouze jejich profil lze zmenšit v maximálním poměru 1:2,

- průkazní, jež se provádějí obyčejně těsně před zahájením realizace pilot a na rozsáhlých staveništích s velkým počtem pilot. Účelem průkazních zkoušek je ověřit předpoklady projektu a popř. reagovat na změny, které v realizačním projektu nastaly. Provádějí se též na mimosystémových pilotách,
- kontrolní, které se provádějí v průběhu realizace pilot, nebo po jejich skončení, existuje-li odůvodněná pochybnost o kvalitě pilot, nebo jedná-li se o velký počet pilot na staveništi. Zkouší se obyčejně piloty systémové, které se však nesmějí přetěžovat, tzn., že mohou být zatíženy pouze silou odpovídající max. zatížení provoznímu, popř. extrémnímu.

Výsledkem statické zatěžovací zkoušky je vždy tzv. pracovní digram piloty, jehož příklad je na obr.3.16. Pro měření průběhu normálného napětí v dříku piloty s hloubkou se využívá jak strunových tenzometrů navázaných na armokoši, tak i tenzometrických tělísek, tzv. load-cells, umístěných v dříku piloty. Vyhodnocení těchto měření je patrné z obr.3.17. Instrumentace zkušebních pilot se obyčejně vyplatí, neboť získané výsledky lze lépe interpretovat a popř. i extrapolovat, přičemž náklady na instrumentaci zkušebních pilot již nejsou tak veliké.

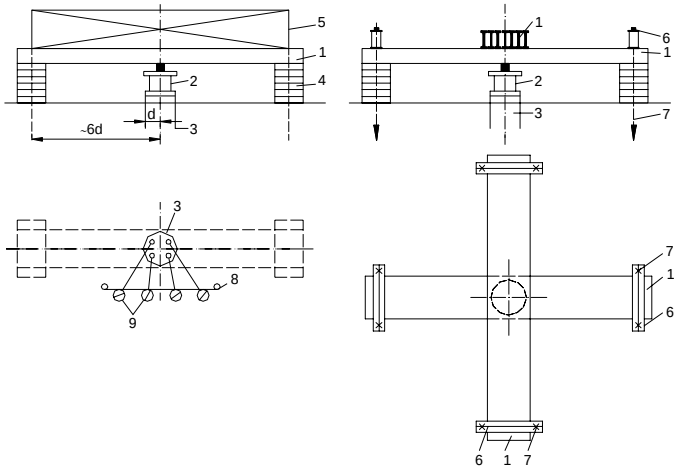


Obr.3.16 Příklad výsledků statické zatěžovací zkoušky vrtané piloty

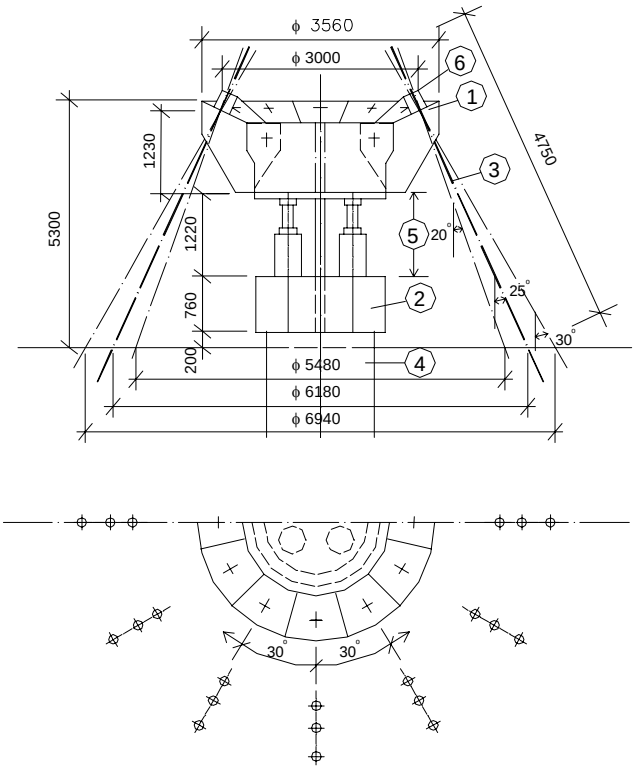


Obr.3.17 Vyhodnocení tenzometrických měření napětí v dříku piloty při její statické zatěžovací zkoušce

Vlastní statické zatěžovací zkoušky pilot se provádějí pomocí zatěžovacích mostů, jež jsou opatřeny vnějším zatížením, popř. jsou kotveny (pro zatížení překračující cca 2,5 MN). Schéma zkušebních mostů je na obr.3.18.a, 3.18.b. Kotvení se realizuje buď pomocí tahových pilot, nebo pomocí zemních kotev. Podrobně o provádění a vyhodnocování statických zatěžovacích zkoušek pilot pojednává Masopust /1994/.



Obr.3.18.a Schéma zkušebního mostu pro zatížení do 3 - 5 MN: 1-hlavní nosníky ocelového zatěžovacího mostu, 2-hydraulický lis, 3-zkušební pilota, 4-podpěry mostu, 5-vnější zatížení, 6-příčníky, 7-kotvy, 8-referenční most, 9-měření deformací



Obr.3.18.b Schéma zkušebního mostu typu „hříbek“ pro zatížení do 22 MN: 1-ocelový zkušební most, 2-roznášecí deska na hlavě piloty, 3-kotvy, 4-zkušební pilota, 5-hydraulické lisy, 6-ukotvení táhel kotev

3.5.3 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 1. skupiny mezních stavů

Statické schéma výpočtu je na obr.3.19. Výpočtová únosnost je dána vztahem:

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq V_d \qquad (3.1)$$

kde U_{vd} je svislá výpočtová únosnost piloty,

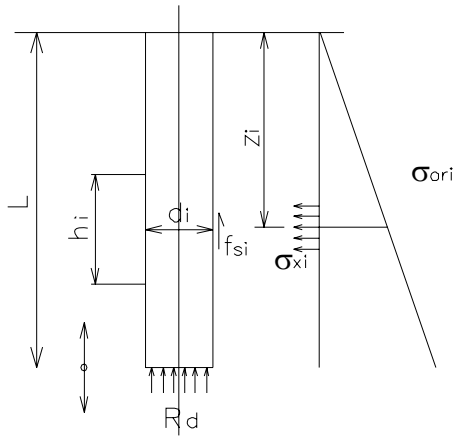
U_{bd} je výpočtová únosnost paty piloty,

U_{fd} je výpočtová únosnost na plášti piloty,

V_d je svislá složka extrémního výpočtového zatížení působícího v hlavě piloty.

Využívá se výpočtových velikostí stabilitních parametrů jednotlivých vrstev základové půdy, jež se stanoví dle zásad mezních stavů z velikostí směrných pomocí následujících dílčích součinitelů spolehlivosti γ_m:

- pro úhel vnitřního tření (efektivní či totální) $\gamma_{m\varphi} = 1,4$,
- pro soudržnost (efektivní či totální) $\gamma_{mc} = 2,0$,
- pro objemovou tíhu a hydrostatický tlak $\gamma_{m\gamma} = 1,0$.



Obr.3.19 Statické schéma piloty pro výpočet únosnosti podle 1. skupiny mezních stavů

Únosnost paty piloty je dána vztahem:

$$U_{bd} = k_1.A_s.R_d \qquad (3.2)$$

kde A_s je plocha paty piloty,

R_d je výpočtová únosnost paty piloty stanovená v zeminách podle vztahu:

$$R_d = 1,2.c.N_c + (1+\sin\varphi_a).\gamma_1.L.N_d + \gamma_2.d/2.N_b \qquad (3.3)$$

kde $N_c = 2 + \pi$ pro $\varphi_u = 0$

$N_c = (N_d - 1).\cot g\varphi_a$ pro $\varphi_a > 0$ (3.4)

$N_d = \exp(\pi.tg_{\varphi d}).tg^2(45 + \varphi_d/2)$

$Nb = 1,5.(N_d - 1).tg\varphi_a$

k_1 je součinitel, vyjadřující zvětšení únosnosti vlivem délky piloty L:

pro $L \leq 2,0$ m $k1 = 1,0$,

$2,0 \text{ m} < L \leq 4,0$ m $k1 = 1,05$, (3.5)

$4,0 \text{ m} < L \leq 6,0$ m $k1 = 1,1$,

$L > 6,0$ m $k1 = 1,15$.

Výpočtová únosnost na plášti je dána:

$U_{fd} = \sum \pi.d_i.h_i.f_{si}$ (3.6)

kde tření na plášti fsi je dáno rovnicí:

$f_{si} = \sigma_{xi}.tg(\varphi_d/\gamma_{r1}) + c_d/\gamma_{r2}$ (3.7)

a kontaktní napětí v i-té vrstvě je dáno:

$\sigma_{xi} = k_2.\sigma_{ori}$ (3.8)

kde σ_{ori} je geostatické napětí v hloubce z_i,

k_2 je součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty:

pro $z \leq 10,0$ m $k_2 = 1,0$,

$z > 10,0$ m $k_2 = 1,2$.

Součinitel podmínek působení základové půdy γr2 se dosazuje následovně:

pro $z \leq 1,0$ m $\gamma_{r2} = 1,3$,

$1,0 \text{ m} < z \leq 2,0$ m $\gamma_{r2} = 1,2$,

$2,0 \text{ m} < z \leq 3,0$ m $\gamma_{r2} = 1,1$,

$z > 3,0$ m $\gamma_{r2} = 1,0$.

Součinitel podmínek působení γ_{r2} vyjadřuje vliv technologie provádění pilot a je podle Sedleckého /1985/:

$\gamma_{r1} = 1,0$ - betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu do soudržných zemin,

$\gamma_{r2} = 1,1$ - betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu do nesoudržných zemin a poloskalních hornin,

γ_{r2} = 1,2 - betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodu,

γ_{r2} = 1,25 - betonáž piloty do vrtu zapaženého pažící suspenzí,

γr2 = 1,5 - betonáž piloty sekundárně chráněné folií umělé hmoty tl. 0,25 mm,

γ_{r2} = 1,6 - betonáž piloty sekundárně chráněné folií z umělé hmoty při průměru piloty d > 2,0 m.

Příklad 1

Stanovte výpočtovou únosnost osamělé vrtané piloty d = 0,90 m, L = 10,20 m prováděné technologií CFA v základové půdě dle následující tabulky a.

Tabulka a. Vlastnosti základové půdy podél piloty

Číslo vrstvy	Popis	Od – do /m/	γ, γ /kN.m^{-3}/	φ	c /kPa/	cu /kPa/	qs /MPa/
1	Navážka suchá	0,0 – 1,0	18,0	32,5	-	-	-
2	Navážka zvodnělá	1,0 – 2,2	10,0	32,5	-	-	-
3	Jíl	2,2 – 5,2	8,0	17,5	10,0	100,0	-
4	Písek 2	5,2 – 7,8	10,0	30,0	-	-	7,0
5	Písek 3	7,8 – 10,2	10,0	30,0	-	-	11,0
6	Štěrk 4	10,2 – 15,0	11,0	35,0	-	-	17,5
Hladina podzemní vody je v hloubce 1,0 m pod terénem							

Mezní únosnost: $U_{pd} = U_{bd} + U_{fd}$

Mezní únosnost paty: $U_{bd} = K_1.A_s.R_d$

K_1 pro L > 6 m ..... K_1 = 1,15

$A_s = \pi.0{,}9^2/4 = 0{,}636\ m^2$

$R_d = 1{,}2.c_d.N_{cd} + (1 + \sin\varphi).\gamma_1.L.N_{dd} + 0{,}7.\gamma_2.d/2.N_{bd}$

$\varphi_n = 35^0$, $\varphi_d = 35 - 4 = 31^0$

$N_{dd} = \exp(\pi.tg\varphi_d).tg^2(45 + \varphi_d/2) = 20{,}63$

$N_{bd} = 1{,}5.(N_{dd} - 1).tg\varphi_d = 17{,}70$

$\gamma_1 = (18,0.1,0 + 10.1,2 + 3,0.8,0 + 5,0.10,0)/10,2 = 10,2$ kN/m^3

$\gamma_2 = 10,0$ kN/m^3

$R_d = (1 + \sin 31).10,2.10,2.20,63 + 0,7.10,0.0,90/2.17,70 = 3\,307,55$ kPa

$U_{bd} = 1,15.0,636.3307,55 =$ **2 419,14 kN**

Mezní únosnost pláště: $U_{fd} = \pi.\Sigma (d_i.h_i.f_{si})$

Průběh geostatického napětí σ_{ori}, vodorovného napětí σ_{xi} a plášťového tření f_{si}

hl. 0,0 - 1,0 m: $\sigma_{or1} = 0,5.18,0 = 9,0$ kPa

$\sigma_{x1} = 1,0.9,0 = 9,0$ KPa

$f_{s1} = 9,0.\mathrm{tg}(32,5 - 4) = 4,89$ kPa

hl. 1,0 - 2,2 m: $\sigma_{or2} = 1,0.18,0+0,6.10,0 = 24,0$ kPa

$\sigma_{x2} = 1,0.24,0 = 24,0$ KPa

$f_{s2} = 24,0.\mathrm{tg}28,5 = 13,03$ kPa

hl. 2,2 - 5,2 m: $\sigma_{or3} = 1,0.18,0+1,2.10,0+ 1,5.8,0 = 42,0$ kPa

$\sigma_{x3} = 1,0.42,0 = 42,0$ KPa

$f_{s3} = 42,0.\mathrm{tg}(17,5 - 4) + 10/2 = 15,08$ kPa

hl. 5,2 - 7,8 m: $\sigma_{or4} = 1,0.18,0+1,2.10,0+3,0.8,0+1,3.10,0 = 67,0$ kPa

$\sigma_{x4} = 1,0.67,0 = 67,0$ kPa

$f_{s4} = 67,0.\mathrm{tg}(30 - 4) = 32,68$ kPa

hl. 7,8 - 10,2 m: $\sigma_{or5} = 1,0.18,0+1,2.10,0+3,0.8,0+2,6.10,0+1,2.10,0$

$= 92,0$ kPa

$\sigma_{x5} = 1,0.92,0 = 92,0$ KPa

$f_{s2} = 92,0.\mathrm{tg}26 = 44,87$ kPa

$U_{fd} = \pi.0,9.(1,0.4,89 + 1,2.13,03 + 3,0.15,08 + 2,6.32,68 + 2,4.44,87)$
$=$ **730,30 kN**

Mezní únosnost piloty: $U_{pd} = 2\,419,14 + 730,30 =$ **3 149,44 kN**

3.5.4 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 2. skupiny mezních stavů

A. Výpočtová únosnost pilot opřených o nestlačitelné podloží

Jedná se o vrtané piloty opřené patou o skalní horniny tř.R1, R2, resp. zahloubené do těchto hornin na hloubku t = 0,1 – 0,2 m. O jejich únosnosti rozhoduje zpravidla výpočtové zatížení betonového dříku, jež bývá menší, než je únosnost skalní horniny, o níž je pata piloty opřena. Se zřetelem ke stíženým podmínkám betonáže uvažuje se s výpočtovým namáháním betonu o velikosti 25 až 33 % krychelné pevnosti betonu R_{bk}, tudíž únosnost těchto pilot:

$$U_{vd} = 0,8.A_s.R_{bd} \qquad (3.9)$$

kde R_{bd} je výpočtová pevnost betonu v tlaku (v závislosti na jeho třídě).

U vrtaných pilot se neuvažuje s efektem vzpěrné pevnosti. Při konkrétním výpočtu této únosnosti je třeba vždy uvážit vliv čistoty paty piloty, resp. reálnou možnost dosažení této čistoty. Celková deformace hlavy piloty se skládá z deformace vyvolané vlivem smykových napětí podél piloty, vlivem napětí v patě piloty a konečně z vlastní deformace betonového dříku vlivem působící síly. Okamžité sedání je dáno vztahem:

$$s = I_{sp}.V.L/(A_s.E_b) \qquad (3.10)$$

kde I_{sp} je příčinkový koeficient pro sedání opřené piloty podle tabulky 3.9,

V je působící svislá síla,

E_b je modul deformace (pružnosti) betonu.

V tabulce 3.9 je definována tuhost piloty poměrem:

$$K = E_b/E_s \qquad (3.11)$$

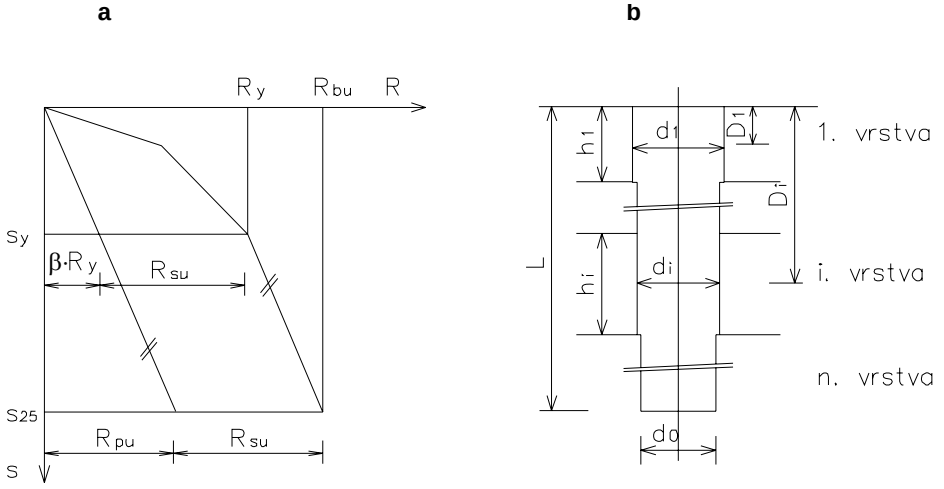
kde E_s je průměrná velikost sečnového modulu deformace zemin podél dříku pilot (viz níže).

Tabulka 3.9 Velikosti příčinkového koeficientu I_{sp} pro sedání opřené piloty

K L/d	100	200	500	1000	2000	5000	10000
3	0,92	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
5	0,88	0,92	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
10	0,75	0,84	0,92	0,96	0,98	1,00	1,00

B. Výpočtová únosnost pilot zahloubených do stlačitelného podloží

Pro stanovení výpočtové únosnosti vrtaných pilot v zeminách a poloskalních horninách je třeba řešit tvar mezní zatěžovací křivky podle obrázku 2.20.a. Pilota se nachází ve vrstevnaté zemině podle obrázku 3.20.b.



Obr. 3.20.a Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b. schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině

Mezní únosnost na plášti piloty je dána:

$$R_{su} = m_1.m_2.\pi.\sum d_i.h_i.q_{si} \qquad (3.12)$$

kde h_i je mocnost příslušné vrstvy zeminy dle obr. 3.20.b,

m_1 je dílčí koeficient podle druhu zatížení: pro zatížení provozní $m_1 = 0,7$; pro zatížení extrémní $m_1 = 1,0$,

m_2 je dílčí koeficient vyjadřující vliv povrchu dříku piloty:

- pro betonáž do suchého vrtu a pod vodu $m_2 = 1,0$,
- pro betonáž pod pažicí suspenzi $m_2 = 0,9$,
- pro ochranu dříku pomocí fólie PVC, PE, tl. přes 0,7 mm, $m_2 = 0,7$,
- pro ocharnu dříku pomocí fólie a pletiva B-systému $m_2 = 0,5$,
- pro ochranu ponechanou ocelovou pažnicí $m_2 = 0,15$,

q_{si} je mezní plášťové tření v i-té vrstvě piloty.

Velikost mezního plášťového tření je dána vztahem:

$$q_{si} = a - b/(D_i/d_i) \qquad (3.13)$$

kde a, b jsou regresní koeficienty /kPa/ podle tabulky 4.10, které byly pro

příslušné typy zemin a poloskalních hornin stanoveny statistickou analýzou rozsáhlého souboru výsledků statických zatěžovacích zkoušek pilot,

D_i je vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i-té vrstvy (viz obr.4.26,b),

d_i je průměr piloty v této vrstvě.

Velikost napětí q_0 na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření je:

$$q_0 = e - f/(L/d_0) \qquad (3.14)$$

kde e, f jsou regresní koeficienty /kPa/ podle tabulky 3.10 stanovené obdobně jako koeficienty a, b,

L je délka piloty,

d_0 je průměr piloty v patě.

Tabulka 3.10 Velikosti regresních koeficientů pro jednotlivé typy zemin a hornin. Pro nesoudržné zeminy je třídícím znakem relativní ulehlost I_D, pro soudržné zeminy potom index konzistence I_C

Zemina / Hornina		Regresní koeficienty /kPa/			
		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1298,96
	R 4	169,98	139,45	1616,22	1155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
Nesoudržné	ID = 0,5	62,46	16,06	268,11	174,89
	ID = 0,7	91,22	48,44	490,34	445,42
	ID = 0,9	154,03	115,88	1596,70	1399,88
Soudržné	IC = 0,5	46,39	20,81	197,74	150,22
	IC ≥ 1,0	97,31	108,59	987,60	1084,26

Stanovíme-li průměrnou velikost plášťového tření podél dříku piloty q_s jako vážený průměr velikostí q_{si}:

$$q_s = (\sum d_i.h_i.q_{si})/(\sum d_i.h_i) \qquad (3.15)$$

lze určit koeficient přenosu zatížení do paty piloty β dle rovnice:

$$\beta = q_0/(q_0 + 4.q_s.L/d_0) \qquad (3.16)$$

a zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření:

$$R_y = R_{su}/(1 - \beta) \qquad (3.17)$$

Odpovídající velikost sedání je dána rovnicí:

$$s_y = I.R_y/(d.E_s) \qquad (3.18)$$

kde I je příčinkový koeficient sedání piloty,

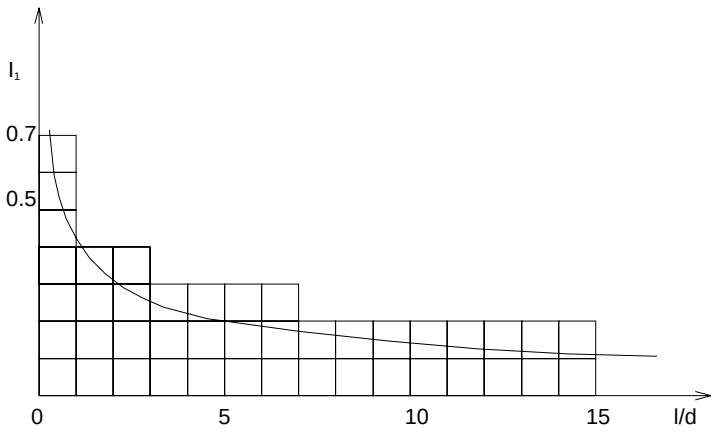
E_s je průměrná velikost sečnového modulu deformace zemin podél dříku piloty.

Příčinkový koeficient:

$$I = I_1.R_k \qquad (3.19)$$

kde I_1 je základní příčinkový koeficient stanovený podle obr.4.27,

R_k je korekční součinitel podle obr.3.21, vyjadřující vliv tuhosti pilot K (rov.3.11) a štíhlostní poměr L/d.



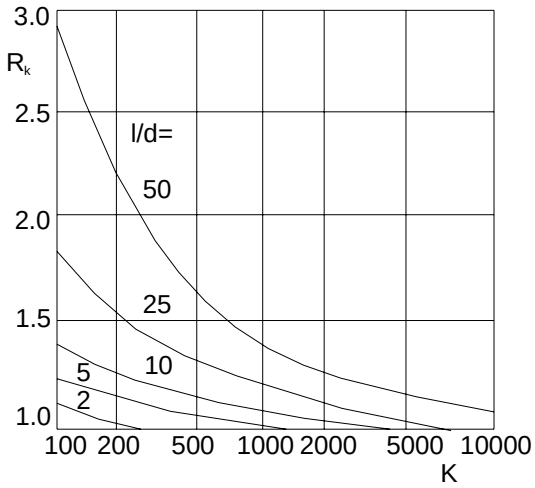
Obr.3.21 Příčinkový koeficient sedání I_1

Velikosti sečnových modulů deformace E_s jsou pro jednotlivé typy zemin mocnosti vrstev zemin h_i sestaveny do tabulek 3.11, 3.12 a 3.13. Průměrný sečnový modul deformace se vypočítá jako vážený průměr:

$$E_s = (\sum E_{si}.h_i)/(\sum h_i) \qquad (3.20)$$

Souřadnicemi (s_y; R_y) je jednoznačně určena první větev mezní zatěžovací křivku tvaru paraboly 2^0 o rovnici:

$$s = s_y.(R/R_y)^2 \qquad (3.21)$$



Obr.3.22 Korekční součinitel R_k

pro obor zatížení: $0 \le R \le R_y$. Druhá větev mezní zatěžovací křivky je dána úsečkou o souřadnicích koncového bodu ($s_{25} = 25$ mm; R_{bu}), přičemž:

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} \qquad (3.22)$$

$$R_{pu} = \beta.R_y.s_{25}/s_y \qquad (3.23)$$

Rovnice této druhé větve mezní zatěžovací křivky je:

$$s = s_y + (s_{25} - s_y).(R - R_y)/(R_{bu} - R_y) \qquad (3.24)$$

pro obor zatížení: $R_y \le R \le R_{bu}$.

Tabulka 3.11 Sečnové moduly deformace E_s /MPa/ pro horniny poloskalní

h	d /m/								
(m)	0,6			1,0			1,5		
	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5	-	58,2	41,3	-	75,3	54,8	-	87,9	63,7
10	-	87,5	61,6	-	114,5	83,2	-	133,0	97,0

Tabulka 3.12 Sečnové moduly deformace E_s /MPa/ pro zeminy nesoudržné

h (m)	d /m/								
	0,6			1,0			1,5		
	I_D								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

Tabulka 3.13 Sečnové moduly deformace E_s /MPa/ pro zeminy soudržné

h /m/	d /m/					
	0,6		1,0		1,5	
	I_C					
	0,5	≥ 1,0	0,5	≥ 1,0	0,5	≥ 1,0
1,5	6,9	13,2	7,9	13,4	8,6	12,3
3	10,0	22,0	12,5	23,9	13,7	23,0
5	12,5	31,2	15,9	35,4	18,4	36,7
10	15,5	44,3	21,3	51,3	24,6	57,4

Příklad 2

Stanovte průběh mezní zatěžovací křivky vrtané piloty v následujícím geotechnickém profilu:

0,0 - 0,8: navážka (neúnosná zemina)

0,8 - 1,5: jílovitá hlína měkká (neúnosná zemina)

1,5 - 5,3: hrubý písek zvodnělý, ulehlý $I_D = 0,7$

5,3 - 6,7: slín pevný $I_C = 1,0$

6,7 - 9,0: slínovec zvětralý R5

hladina podzemní vody je v hl. 2,20 m.

Navrhujeme vrtanou pilotu prof.1,22 m paženou ocelovou pažnicí do hl. 5,30 m, dovrtanou bez pažení prof.1,07 m na celkovou hloubku 8,50 m.

geometrické údaje		mezní napětí na plášti
$D_1/d_1 = 3,5/1,22 = 2,87$	z tab.3.10	$q_{s1} = 91,22 - 48,44/2,87 = 74,34$ kPa
$D_2/d_2 = 6,1/1,07 = 5,70$		$q_{s2} = 97,31 - 108,59/5,70 = 78,26$ kPa
$D_3/d_3 = 7,6/1,07 = 7,10$		$q_{s3} = 131,92 - 94,96/7,10 = 118,55$ kPa
$L/d_0 = 8,5/1,07 = 7,94$		$q_0 = 957,61 - 703,89 = 868,96$ kPa

průměrné plášťové tření:

$q_s = (1,22.3,8.74,38 + 1,07.1,4.78,26 + 1,07.1,8.118,55)/(1,22.3,8 + 1,07.1,4 + 1,07.1,8) = 85,66$ kN

koeficient přenosu zatížení patou:

$\beta = 868,96/(868,96 + 4.7,94.85,66) = 0,242$

mezní síla na plášti piloty:

$R_{su} = 0,7.\pi.(1,22.3,8.74,34 + 1,07.1,4.78,26 + 1,07.1,8.118,55) =$
$= 1\,504,64$ kN

zatížení na mezi mobilizace plášťového tření:

$R_y = 1504,64/(1 - 0,242) = 1\,985,00$ kN

koeficient I_1 z grafu na obr.3.21 pro $L/d_0 = 7,94$ ... $I_1 = 0,175$

sečnové moduly deformace z tabulek 3.11 až 3.13:

$E_{s1} = 29,49$ MPa, $E_{s2} = 13,40$ MPa, $E_{s3} = 28,20$ MPa

průměrná velikost:

$E_s = (3,8.29,49 + 1,4.13,40 + 1,8.28,20)/(3,8 + 1,4 + 1,8) = 25,94$ MPa

tuhost: $K = 26500/25,94 = 1022$, z grafu na obr.3.22 pro $L/d_o = 7,94$ a $K = 1021$....$R_k = 1,05$

$I = 0,175.1,05 = 0,184$, $d = (3,8.1,22 + 1,07.3,2)/7,0 = 1,15$ m

sedání piloty na mezi mobilizace plášťového tření:

$s_y = 0,184.1985,0/(1,15.25940) = 0,0122$ m $= 12,2$ mm

pro sedání piloty $s_{25} = 25$ mm vychází:

$R_{pu} = 1985,0.0,242.25/12,2 = 984,36$ kN

$R_{bu} = 1504,64 + 984,36 = 2\,489,00$ kN

3.5.5 Osová únosnost skupiny pilot

Při návrhu mimořádně zatížených pilotových základů nevystačíme s jednou pilotou a jsme nuceni navrhnout více pilot uspořádaných do skupiny, jež tvoří jeden statický celek. Piloty jsou vždy v hlavách spojeny patkou, nebo deskou, nebo alespoň nadzemní konstrukcí, přičemž tuhost výsledného systému významně ovlivňuje deformace tohoto pilotového základu. Piloty se ve skupině navrhují v minimálních osových vzdálenostech, jež jsou 2,5.d v případě pilot maloprofilových ($d \leq 0,6$), v případě velkoprůměrových pilot ($d > 0,6$ m) pak (1,5 až 1,7).d a to z pochopitelných důvodů, tedy ve snaze ušetřit co nejvíce na rozměrech této konstrukce. V souvislosti s návrhem skupiny pilot je třeba řešit následující úkoly:

- posoudit mezní únosnost skupinového pilotového základu (posoudit 1.m.s.),
- stanovit velikosti příslušných deformací (sedání, pootočení, naklonění, průhyb), tedy posoudit 2.m.s.,
- stanovit velikosti působících sil do jednotlivých pilot a to za účelem jejich dimenzování.

Za skupinu pilot se obyčejně nepovažuje uspořádání pilot v jedné řadě, které je obvyklé pod základovými pasy nosných stěn bytových a občanských staveb, nebo pod opěrami menších mostů. Piloty se pod základy rozmisťují tak, aby každá pilota byla osově a přibližně stejně zatížena, tzn., že těžiště skupiny pilot by se mělo co nejvíce shodovat s působištěm svislé výslednice R. Prakticky to však nelze zajistit, neboť:

- zatížení se obyčejně skládá ze stálého a nahodilého, přičemž nahodilá složka mění své působiště,
- rozdělení sil do jednotlivých pilot je výrazně ovlivněno tuhostí systému a tedy tuhostí spojující konstrukce,
- i malá nepřesnost v poloze piloty (výrobní tolerance) může způsobit významnou změnu sil do jednotlivých pilot,
- z prostorových důvodů nelze vždy uspořádat piloty pod základem nejvýhodněji.

Je-li výslednice vnějšího zatížení šikmá ve vztahu k ose pilot, vzniká též příčná složka zatížení, jež namáhá piloty ve skupině vodorovnou silou. Ty lze sice navrhovat jako šikmé (u velkoprůměrových pilot lze snadno zajistit sklon např. 8:1), to však bývá s ohledem na velikosti působících sil

nedostatečné a navíc piloty jsou schopny přenášet příčná zatížení zcela běžně. Z toho důvodu se šikmé piloty navrhují ve skupině zřídka a většinou tehdy, je-li třeba z titulu jejich vzájemného ovlivňování zajistit jejich větší osovou vzdálenost v níže položených únosných vrstvách zemin.

Piloty ve skupině se tedy vzájemně ovlivňují, přičemž míra tohoto ovlivňování je dána zhruba následujícími faktory:

- počtem pilot, jejich průměry, uspořádáním a délkou (přičemž čím jsou osové vzdálenosti menší a piloty v relativně homogenní zemině delší, tím je ovlivňování významnější),
- vlastnostmi základové půdy podél dříků pilot a pod jejich patami (přičemž čím je základová půda v oblasti pat pilot pevnější, tím je ovlivňování menší a naopak),
- celkovou průměrnou velikostí sedání skupiny pilot (čím je větší, tím je i větší ovlivňování a naopak),
- tuhostí spojující základové konstrukce (patky, desky) a kvalitou základové půdy v základové spáře této konstrukce.

Teoretická analýza vzájemného spolupůsobení pilot ve skupině není snadná, neboť z pochopitelných důvodů (potřeby velkých zatížení) chybí výsledky měření, jimiž by bylo možné teoretické vývody verifikovat. Tato analýza je založena na vytváření matematických 3D modelů v pružném poloprostoru, kde se uplatní především vlivy geometrického uspořádání a prostých tuhostí jednotlivých komponentů ovlivněných zvolenými deformačními (pružnostními) moduly kontinua.

Mezní únosnost skupinového základu svisle zatíženého

V případě centricky zatížené skupiny pilot opřených o skalní podloží (R1, R2), nebo vetknutých do poloskalního podloží (R3, R4, popř. i R5) a do ulehlých písků či štěrků ($I_D \geq 0,7$) je mezní výpočtová únosnost skupiny pilot (1.m.s.) dána součtem únosností jednotlivých pilot působících jako osamělé. Výpočtová únosnost skupiny pilot v soudržných zeminách je dána:

a) součtem únosností pilot ve skupině působících jako osamělé,

b) únosností zemního tělesa ve tvaru hranolu opsaného skupině pilot (dle obr.3.23) dle vztahu:

$$Z_g = 0,5.(2.(B + B´).L.c_{us} + B.B´.c_u.N_{cs} \qquad (3.25)$$

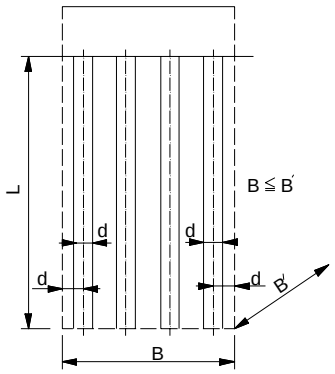
kde c_{us} je průměrná velikost neodvodněné koheze zemin podél dříků pilot,

c_u je neodvodněná koheze zeminy v ose zemního tělesa v hloubce 0,67.L pod jeho dolní podstavou,

N_{cs} je koeficient únosnosti dle rovnice:

$$N_{cs} = 5.(1 + L/(5.B)).(1 + L/(5.B´)) \qquad (3.26)$$

Rozhoduje vždy menší z obou únosností stanovených dle a., b.



Obr. 3.23 Schéma pro výpočet mezní únosnosti pilotové skupiny

Sedání skupinového základu svisle zatíženého

Přibližně lze sedání pravidelné skupiny pilot spojených dostatečně tuhou patkou určit:

- v případě centricky zatížené skupiny pilot opřených o skalní podloží (R1, R2), nebo vetknutých do hornin R3, R4, popřípadě i nesoudržných zemin s ID > 0,7 jako sedání osamělé piloty nacházející se ve stejném prostředí,
- v případě centricky zatížené skupiny pilot v ostatních typech zemin lze použít jednu z následujících metod:

a. jako sedání fiktivního plošného základu v hloubce 0,67.L šířky B a délky B´ (dle obr.4.30), přičemž do výpočtu je třeba zahrnout vliv hloubky založení a mocnosti deformační zóny dle metodiky výpočtu sedání plošných základů,

b. sedání skupiny pilot se vypočte ze vztahu:

$$s = s_y + s_p \qquad (3.27)$$

kde s_y je sedání osamělé piloty na mezi mobilizace plášťového tření (rov. 3.18) odečtené z mezní zatěžovací křivky osamělé piloty (obr.3.20.a),

s_p je sedání fiktivního plošného základu v úrovni pat pilot, jehož rozměry jsou dány obvodem těchto pilot. Fiktivní plošný základ je zatížen silou rovnající se součtu sil působících v patách pilot uvažovaných jako osamělé,

přičemž podíl síly přenášené pláštěm a patou piloty se odečte z mezní zatěžovací křivky.

Výpočet sil v jednotlivých pilotách pilotové skupiny

V nejjednodušším případě pilotové skupiny zavedeme následující předpoklady:

a) piloty jsou v hlavách spojeny dostatečně tuhou deskou (patkou), jež se neprohýbá, pouze se posunuje a otáčí; v prostoru lze tedy stanovit 6 složek deformace – posuny ve směru souřadných os: v_x, v_y, v_z, - pootočení kolem souřadných os: v_a, v_b, v_c,

b) tuhost pilot je s ohledem na tuhost desky tak malá a deformace jsou tak nepatrné, že lze ve statickém schématu uvažovat s kloubovým spojením pilot jak v hlavě, tak i v patě, tudíž piloty jsou schopny přenášet pouze osové síly N_i,

c) velikost osové síly N_i v i-té pilotě je přímo úměrná deformaci této piloty v_i ve směru její osy, tudíž $N_i = s_i.v_i$, přičemž koeficient úměrnosti s_i /kN.m^{-1}/ může být (po částech) konstantní, čímž lze modelovat (přírůstkovou metodou) pracovní diagram piloty,

d) vliv skupinového účinku na sedání pilot je zanedbán, resp, lze jej modelovat pouze vhodnou volbou parametru (pérové konstanty) s_i.

V praxi se často setkáváme se skupinou pouze svislých pilot zatížených svislou silou R_x působící mimostředně s excentricitami e_y a e_z dle obrázku 3.24. Pro výpočet deformací tuhé spojovací desky lze potom psát soustavu 3 lineárních rovnic:

$$\begin{matrix} R_x \\ R_b \\ R_c \end{matrix} = \begin{matrix} S_{xx}, & 0, & 0 \\ 0\ , & S_{bb}, & S_{bc} \\ 0\ , & S_{cb}, & S_{cc} \end{matrix} \begin{matrix} v_x \\ v_b \\ v_c \end{matrix} \qquad (3.28)$$

kde $S_{xx} = \sum s_i . p^2_{xi}$

$S_{bb} = \sum s_i . p^2_{bi}$

$S_{cc} = \sum s_i . p^2_{ci}$

$S_{bc} = S_{cb} = \sum s_i . p_{bi} . p_{ci}$

Deformace spojovací desky je dána třemi jejími složkami:

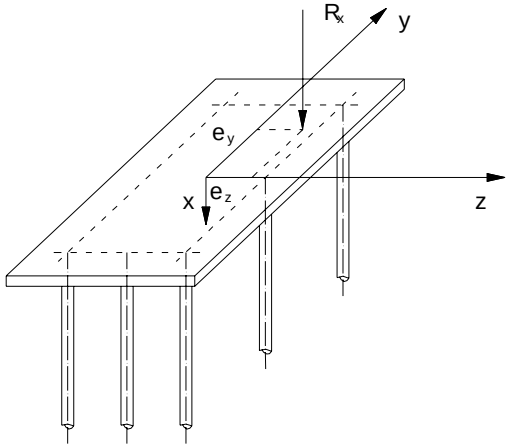
$$v_x = R_x/S_{xx}$$

$$v_b = (S_{cc}.R_b - S_{bc}.R_c)/(S_{bb}.S_{cc} - S^2_{bc}) \qquad (3.29)$$

$$v_c = (S_{bb}.R_c - S_{bc}.R_b)/(S_{bb}.S_{cc} - S^2_{bc})$$

Takto se přibližně řeší i obecně zatížená skupina svislých pilot, přičemž složky zatížení R_y a R_z se separují a jimi se zatíží skupina pilot zvlášť dle zásad uvedených v kapitole 3.6. Výsledné účinky se potom získají superpozicí.

Jedná-li se o velkoprůměrové piloty vetknuté do základové desky, není předpoklad o kloubovém spojení hlav pilot s deskou přijatelný. Příslušný způsob výpočtu je popsán v monografii /Masopust, 1994/.



Obr. 3.24 Statické schéma skupiny pouze svislých pilot

3.6 Příčné zatížení pilot

Piloty, zvláště velkoprůměrové, přenášejí kromě osových zatížení též síly vodorovné a ohybové momenty. S ohledem na poměrně malé přípustné horizontální deformace se posuzují účinky osového a příčného zatížení zvlášť a výsledky se superponují při posuzování únosnosti průřezů pilot, tj. při jejich dimenzování. Příčně zatíženou pilotu lze považovat za nosník vetknutý do pružně plastického prostředí a v jistém oboru deformací jej lze řešit jako nosník omezené délky na pružném podkladě. Předpokládá se tedy lineární závislost mezi napětím a deformací podle Winklerovy hypotézy:

$$\sigma_z = k_{h,z}.u_z \qquad (3.30)$$

kde $k_{h,z}$ je modul vodorovné reakce podloží v hloubce z /kN.m^{-3}/,

u_z je příslušná vodorovná deformace pilot /m/.

Velikost modulu k_h závisí obecně na typu zeminy a na deformaci piloty a jeho průběh s hloubkou může mít různý tvar. V kohezních zeminách a poloskalních horninách se předpokládá konstantní velikost s hloubkou a úměrnost

s modulem deformace zeminy dle vztahu:

$$k_h = E_{def}/d \qquad (3.31)$$

kde $d \leq 1{,}0$ m a je-li $d > 1{,}0$, potom se dosazuje $d = 1{,}0$ m.

V nesoudržných zeminách se předpokládá lineární růst s hloubkou z dle vztahu:

$$k_{hz} = n_h.z/d \qquad (3.32)$$

kde n_h je konstanta dle tabulky 3.14 (podle K.Terzaghi).

Tabulka 3.14 Konstanta n_h /MN.m^{-3}/ pro nesoudržné zeminy

Zemina	n_h /MN.m^{-3}/		
Relativní ulehlost I_D	0,33	0,50	0,90
Suchý písek a štěrk	1,5	7,0	18,0
Vlhký písek a štěrk	2,5	4,5	11,0

V závislosti na tuhosti piloty a vlastnostech základové půdy, jakož i velikosti působícího příčného zatížení, lze rozeznat následující 2 případy deformací příčně zatížených pilot:

1. osa piloty zůstává po zatížení přímá, pouze se posunuje a otáčí – tuhé piloty,
2. osa piloty se po zatížení deformuje – ohebné piloty.

Z hlediska podepření pilot jako nosníků v zemině rozeznáváme tyto základní případy:

- volná hlava, volná pata – případ podepření sloupu osamělou pilotou,
- pevná hlava, volná pata – piloty v hlavě vetknuté do základového bloku, jež neumožní pootočení, nýbrž pouze posun,
- volná hlava, kloub v patě – zakotvení piloty na malou hloubku do skalního podloží, což znemožní posun v patě,
- piloty zatížené jednostranným tlakem – případ pilotových stěn probraných v kapitole 4.

Únosnost příčně zatížené piloty lze stanovit zkouškou nebo výpočtem. Statické zatěžovací zkoušky příčně zatížených pilot jsou jednoduché, neboť se obyčejně 2 piloty v hlavách rozpírají, což nevyžaduje instalaci zatěžovacího zařízení.

Výpočet příčně zatížených osamělých tuhých pilot

Příčně zatížené piloty se v přijatelném oboru deformací chovají jako tuhé, pokud platí vztah:

$$L_{max} = m.d \qquad (3.24)$$

kde m je koeficient dle tabulek 3.15 a 3.16 v závislosti na statickém schéma piloty.

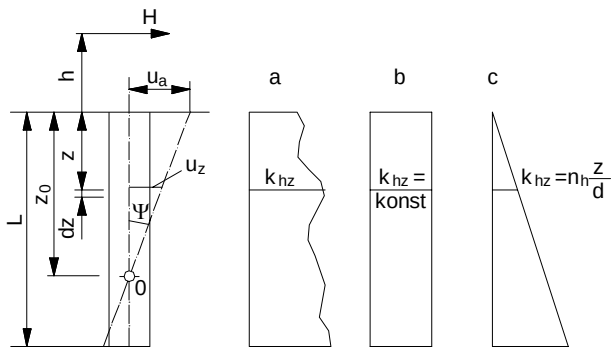
Tabulka 3.15 Koeficient m pro soudržné zeminy

Statické schéma	Koeficient m			
Totální koheze c_u /kPa/	10	30	60	100
Vetknutá hlava, volná pata	6,7	5,5	4,5	3,5
Volná hlava, volná pata	10,0	8,0	7,0	6,0
Volná hlava, kloub v patě	9,5	7,5	6,0	5,0

Tabulka 3.16 Koeficient m pro nesoudržné zeminy

Statické schéma	Koeficient m		
Relativní ulehlost I_D	0,5	0,7	0,9
Vetknutá hlava, volná pata	5,5	4,2	3,2
Volná hlava, volná pata	7,0	5,5	4,2
Volná hlava, kloub v patě	5,5	4,2	3,2

Tuhé piloty představují staticky určitý systém a pomocí příslušných podmínek rovnováhy lze stanovit velikost posunu v hlavě u_a, pootočení střednice ψ a příslušné velikosti vnitřních sil v pilotě, na jejichž základě lze její průřez dimenzovat. Statické schéma tuhé piloty s volnou hlavou i patou je na obr. 3.25.



Obr.3.25 Statické schéma tuhé příčně zatížené piloty

Neznámou polohu bodu otáčení O (hloubku z_0) a posun hlavy vyřešíme z následujících rovnic, vyjadřujících silovou podmínku rovnováhy ve vodorovném směru a momentovou podmínku k bodu otáčení O:

$$H - d.\int_0^L \sigma_z.dz = 0 \qquad (3.25)$$

$$H.(h + z_0) - d.\int_0^L \sigma_z.(z_0 - z).dz = 0 \qquad (3.26)$$

po úpravě: $u_z = (z_0 - z).u_a/z_0$, tedy $\sigma_z = k_{hz}.(z_0 - z).u_a/z_0$

získáme:

$$H - d.u_a/z_0.\int_0^L k_{hz}.(z_0 - z).dz = 0 \qquad (3.27)$$

$$H.(h + z_0) - d.u_a/z_0.\int_0^L k_{hz}.(z_0 - z)^2.dz = 0 \qquad (3.38)$$

Konkrétní případy jsou podrobně řešeny v monografii /Masopust, 1994/, zde uvádíme pouze případ tuhé piloty s volnou hlavou i patou.

a) homogenní soudržná zemina:

Předpokládáme konstantní velikost modulu vodorovné reakce podloží k_h = konst. dle obr. 3.25.b, potom rovnice (3.27) a (3.28) přejdou na tvar:

$$H - d.u_a.k_h/z_0.\int_0^L (z_0 - z).dz = 0 \qquad (3.29)$$

$$H.(h + z_0) - d.u_a.k_h/z_0.\int_0^L (z_0 - z)^2.dz = 0 \qquad (3.30)$$

Řešením získáme:

$$z_0 = L.(3.h + 2.L)/(6.h + 3.L) \qquad (3.31)$$

$$u_a = 2.H.(3.h + 2.L)/(k_h.d.L^2) \qquad (3.32)$$

$$\operatorname{tg} \Psi = u_a/z_0 = 2.H.(6.h + 3.L)/(k_h.d.L^3) \quad (3.33)$$

Maximální ohybový moment je v hloubce z_1, pro níž je posouvající síla nulová, tedy:

$$z_1^2 - 2.z_0.z_1 + (L^2.z_0)/(3.h + 2.L) = 0 \quad (3.35)$$

$$M_{max} = H.(h + z_1) - H.z_1^2.(3.h + 2.L).(3.z_0 - z_1)/(3.L^2.z_0) \quad (3.36)$$

b) homogenní nesoudržná zemina:

Ve štěrcích a píscích se počítá s lineárním vzrůstem modulu vodorovné reakce podloží (obr.3.25.c) dle rovnice /3.32/ a tudíž rovnice (3.27) a (3.28) přejdou na tvar:

$$H - u_a.n_h/z_0 \int_0^L z.(z_0 - z).dz = 0 \quad (3.37)$$

$$H.(h + z_0) - u_a.n_h/z_0 \int_0^L z.(z_0 - z)^2.dz = 0 \quad (3.38)$$

Řešením získáme:

$$z_0 = L.(4.h + 3.L)/(6.h + 4.L) \quad (3.39)$$

$$u_a = 6.H.(4.h + 3.L)/(n_h.L^3) \quad (3.40)$$

$$\operatorname{tg} \Psi = u_a/z_0 = 6.H.(6.h + 4.L)/(n_h.L^4) \quad (3.41)$$

Výpočet hloubky z_1, v níž je maximální moment, vede k rovnici:

$$z_1^3 - [L + L^2/(12.h + 8.L)].z_1^2 + L^4/(12.h + 8.L) \quad (3.42)$$

$$M_{max} = H.(h + z_1) - H.(4.L.z_1^3 - 3.z_1^4).(3.h + 2.L)/(3.L^4) - H.z_1^3/(3.L^2) \quad (3.43)$$

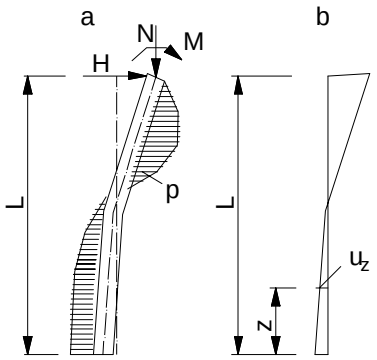
Výpočet příčně zatížených osamělých ohebných pilot

V tomto případě nevystačíme s podmínkami rovnováhy, neboť se nejedná o staticky určitý systém. Rovnice ohybové čáry piloty dle obr.3.26 má potom tvar:

$$E_b.I.\ (d^4u/dz^4) + d.k_{hz}.u = 0 \quad (3.44)$$

kde E_b je modul pružnosti (deformace) materiálu piloty,

I je moment setrvačnosti průřezu piloty.



Obr. 3.26 Deformace příčně zatížené ohebné piloty

Po dvojí integraci této rovnice lze získat rovnici ohybové čáry nosníku ve známém tvaru:

$$- E_b.I.(d^2u/dz^2) = M_z \qquad (3.45)$$

kterou lze přímo řešit pouze pro speciální případy uložení. Je-li pilota uložena ve vrstevnaté zemině, není modul vodorovné reakce podloží konstantní, nýbrž má obecný průběh a výchozí diferenciální rovnici ohybové čáry nelze řešit přímo. Lze však přejít k přibližnému řešení , jež spočívá v nahrazení příslušné derivace funkce u_z diferenčními výrazy v určitých, předem zvolených bodech. Jedná se ostatně o aplikaci metody sítí pro nosníkovou úlohu, přičemž výpočtové schéma tohoto řešení je na obr.3.27.

Při označení dílků 1 až n, dělících bodů 0 až n máme pro n dílků jednotné délky $\Delta z = L/n$ celkem n+1 průřezů, v nichž hledáme n+1 neznámých vodorovných posunů. Okolní základová půda vzdoruje deformacím u_i napětím, jehož intenzita je přímo úměrná velikosti těchto deformací (Winklerův předpoklad). Jelikož neřešíme spojitý průběh ohybové čáry, znázorníme odpor zemního prostředí diskrétními silami P_i, jež mají fyzikální význam u_i násobku pérových konstant a rovnají se:

$$P_i = \Delta z.d.k_{hz}.u_i = C_i.u_i \qquad (3.46)$$

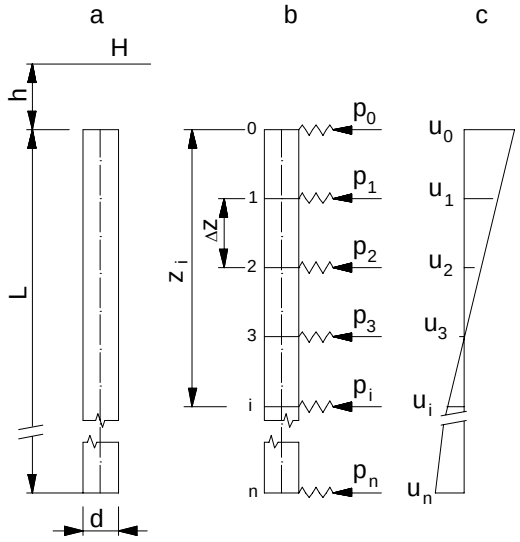
Druhou derivaci funkce průběhu ohybové čáry v bodě i nahradíme diferenčním výrazem:

$$d^2u/dz^2_{(i)} = (u_{i-1} - 2.u_i + u_{i+1})/(\Delta z)^2 \qquad (3.47)$$

a po dosazení do rov. (3.45) získáme:

$$E_b.I/(\Delta z)^2.\ (u_{i-1} - 2.u_i + u_{i+1}) = M_{zxatěžovací} - M_{vzdorovací} \qquad (3.48)$$

kde $M_{zatěžovací} = H.(h + z_i)$ (3.49)



Obr.3.27 Výpočtové schéma ohebné, příčně zatížené piloty – Winklerův model

$$M_{vzdorovací} = P_0.z_i + P_1.(z_i - 1.\Delta z) + P_2.(z_i - 2.\Delta z) + \ldots + P_i.(z_i - i.\Delta z) =$$

$$= \sum_{j=0}^{j=i} P_j.(z_i - j.\Delta z) \qquad (3.50)$$

Po dosazení do rovnice (3.48) získáme:

$$E_b.I/(\Delta z)^2.(u_{i-1} + 2.u_i + u_{i+1}) = H.(h + z_i) - \sum_{j=0}^{j=i} C_{hi}.u_j\,(z_i - j.\Delta z) = 0 \qquad (3.51)$$

Pro n+1 průřezů můžeme psát n-1 těchto lineárních rovnic o n+1 neznámých deformacích u_0 až u_n. Zbývající 2 rovnice poskytují podmínky rovnováhy:

- součtová ve vodorovném směru:

$$H - \sum_{i=0}^{i=n} P_i = 0 \qquad (3.52)$$

- momentová k bodu n:

$$H.(h + L) - \sum_{i=0}^{i=n} P_i.L.(1 - i/n) = 0 \qquad (3.53)$$

Příklady výpočtu ohebných příčně zatížených pilot ve Winkler-Pasternakově modelu podloží jsou uvedeny v monografii /Masopust, 1994/.

3.7 Ražené piloty

Jedná se o piloty typu displacement, přičemž pojem ražené piloty byl přijat jako český ekvivalent anglického názvu, jelikož jednoslovný český překlad zřejmě neexistuje. Jedná se o piloty instalované v základové půdě bez těžení zeminy z vrtu nebo prostoru, který pilota zaujímá, s výjimkou omezeného zvednutí terénu, vibrací, nebo prací souvisejících s odstraněním překážek a pomocných prací potřebných k instalaci ražené piloty. Toto je definice ražených pilot přijatá do textu českého překladu evropské normy ČSN EN 12699:2001 Provádění speciálních geotechnických prací – Ražené piloty. Materiálem pro ražené piloty může být: ocel, litina, beton (železobeton, předpjatý beton), dřevo, malta (injekční směs), nebo kombinace těchto materiálů. Piloty se v základové půdě instalují beraněním, vibrováním, šroubováním, zatlačováním, nebo kombinací těchto technologií. Přesto, že za piloty se obyčejně považují prvky průměru (nebo nejmenšího příčného rozměru) přesahujícího 300 mm, v případě ražených pilot je tato hranice posunuta až k 150 mm. Ne zcela vyčerpávající, přesto však dostatečné dělení ražených pilot je na obr.3.2. Z něho vyplývá, že existují 2 rozsáhlé skupiny těchto pilot: prefabrikované a na místě betonované. Typické druhy ražených pilot jsou schematicky vyznačeny na obr.3.28.

Prefabrikované ražené piloty, jež se instalují většinou beraněním nebo vibrováním, zřídka pak šroubováním a zatlačováním, byly v naší zemi prováděny především v minulosti a v současné době (od konce 90. let minulého století) se prakticky neprovádějí. Rozhodují geotechnické poměry, tudíž např. v severním Německu, Belgii, Holandsku, Dánsku, Norsku, Švédsku a Finsku zcela převažují, přičemž nejrozšířenější jsou železobetonové piloty čtvercového průřezu (se skosenými rohy) rozměrů: 250/250 – 450/450 mm, délek do 15 m (v případě potřeby větších délek se nastavují). Jsou-li ražené piloty navrhovány ve skupinách, vzniká problém při dorážení následných pilot ve skupině, kdy zemina je již natolik zhutněna, že poslední piloty nejdou dorazit. Proto se v některých případech využívá pomocných metod, jako např. předvrtů, jimiž se zemina uvolní a pilota jde zarazit. Vznikají tak velmi nejasné technologické efekty, jež mají vliv na únosnost pilot ve skupině, nedají se však přijatelně předvídat. Naopak, pro zvýšení únosnosti v některých typech zemin se ražené prefabrikované piloty injektují a to jak během ražení, tak i po ražení.

Využívá se injekční směsi na bázi cementové suspenze a injektuje se pomocí ocelových injekčních trubek, jež jsou do dříku piloty zabudovány, nebo k němu připevněny. Železobetonové prefabrikované piloty mívají po instalaci poškozené hlavy, které musejí být ohleduplně odbourány až na úroveň zdravého (nepoškozeného) betonu. Při návrhu prefabrikovaných pilot je třeba zohlednit metodu instalace, druh beranu (vibrátoru), rozměry pilot a jejich délky tak, aby bylo možné stanovit kritéria pro ražení. Ta jsou dána pro beraněné piloty:

- energií při beranění (tj. např. tíha beranu a výška pádu beranu),
- vnikáním piloty do základové půdy, přičemž se měří energie spotřebovaná na jistou velikost vniku piloty (obyčejně 1,0 m, nebo i 2,0 m),
- rychlost vnikání do základové půdy.

Pro vibrované piloty je to potom:

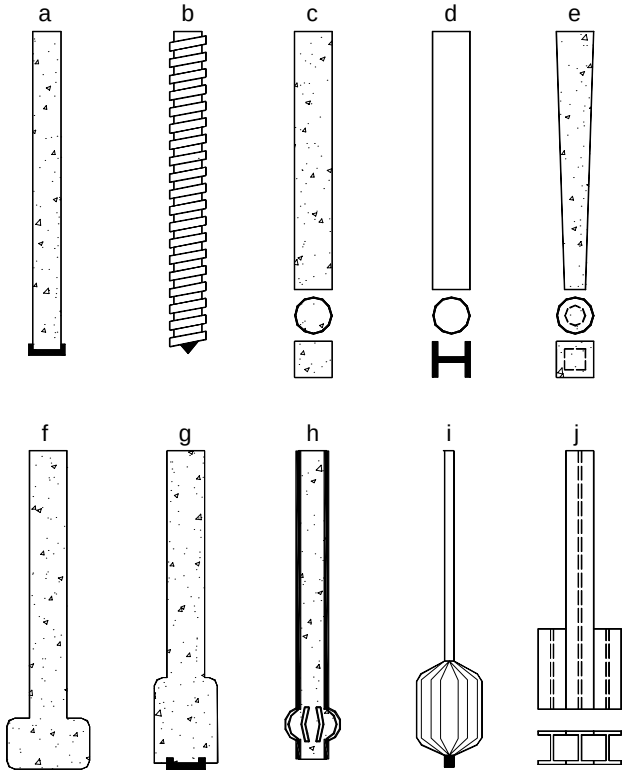
- energie vibrování (měřená např. tlakem hydraulického oleje pro pohon vibrátoru),
- frekvence vibrování,
- vnik piloty v závislosti na předchozích ukazatelích,

Pro piloty šroubované a (zatlačované):

- kroutící moment a (tlaková síla) působící na pilotu ve vztahu k rychlosti vniku piloty do základové půdy.

Ražené, na místě betonované piloty se instalují v základové půdě beraněním, vibrováním a šroubováním, přičemž těmito metodami se provede nejprve otvor vesměs kruhového profilu, ten se zabetonuje (včetně armování) a vlastní razící roura se buď vytáhne (piloty dočasně pažené), nebo se v zemi ponechá (trvale pažené). Do této skupiny spadá veliké množství různých druhů pilot, z nichž v našich geotechnických podmínkách se rozšířily v podstatě pouze 2 druhy pilot dočasně pažených:

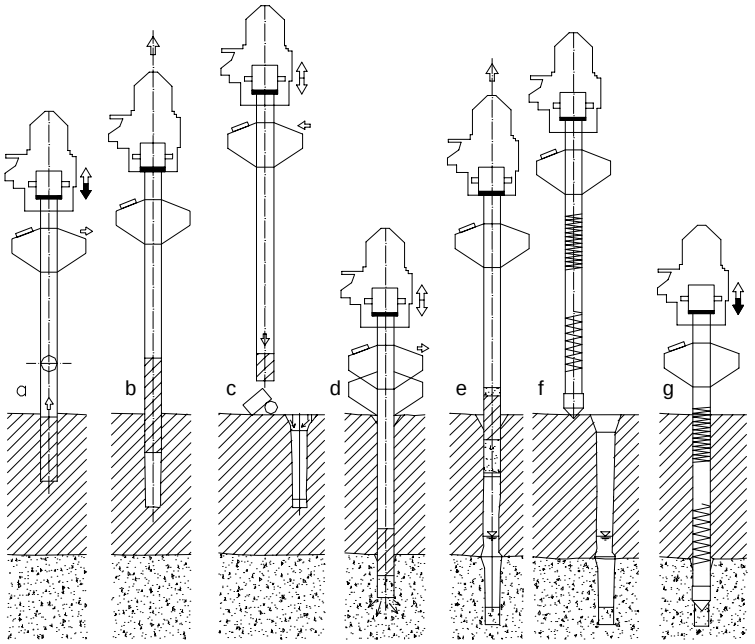
- tzv. předrážené, na místě betonované piloty (typu Franki),
- vibrované (nebo i beraněné) piloty prováděné se ztracenou botkou (VUIS, Fundex).



Obr.3.28 Příklady ražených pilot: a. beraněná, na místě betonovaná pilota, b. šroubová, na místě betonovaná pilota, c. prefabrikovaná železobetonová (čtvercová, kruhová) pilota, d. ocelová pilota (kruhová, H-profilu), e. prefabrikovaná železobetonová kónická (kruhová, nebo čtvercová) pilota, f. na místě betonovaná pilota s rozšířenou patou (předrážená, Franki), g. na místě betonovaná s rozšířením paty, h. na místě betonovaná s ponechanou pažnicí a s rozšířením paty, i. pilota s tělesem rozšiřujícím patu v měkké zemině, j. ocelová svařovaná s rozšířením paty

Piloty VUIS byly rozšířeny především na Slovensku, kde byly též vyvinuty, v České republice se prováděly zřídka a v současné době jsou již bezvýznamné pro svá značná omezení z titulu vhodných geotechnických podmínek a pro své malé únosnosti vyplývající z jejich profilů a délek. Existovalo mnoho modifikací těchto pilot, z nichž některé nespadaly do oblasti pilot ražených, neboť při nich se vibračním způsobem zarážela pažnice prof.380 mm do základové půdy a její pomocí se těžila z vrtu zemina technologií známou např. z průzkumného vrtání, obr.3.29.A. My však v této souvislosti máme na mysli modifikaci se ztracenou botkou podle obr.3.29.B. Botka byla většinou betonová kuželová, vyrobená tak, že na ní bylo možné nasadit ocelovou pažnici prof.380 mm opatřenou v horní části vzdušníkem a vibrátorem, přičemž celé toto zařízení bylo zavěšeno na jeřábu. Po zavibrování

do potřebné hloubky byl do zapaženého vrtu vložen armokoš a vrt byl otvorem ve vzdušníku vyplněn transportbetonem. Vzápětí byl vzdušník uzavřen a pažnice byla vytažena jeřábem za pomoci stlačeného vzduchu vháněného přes vzdušník. Piloty byly realizovatelné v soudržných zeminách tuhých a píscích a drobných štěrcích bez přítomností kamenů a balvanů.



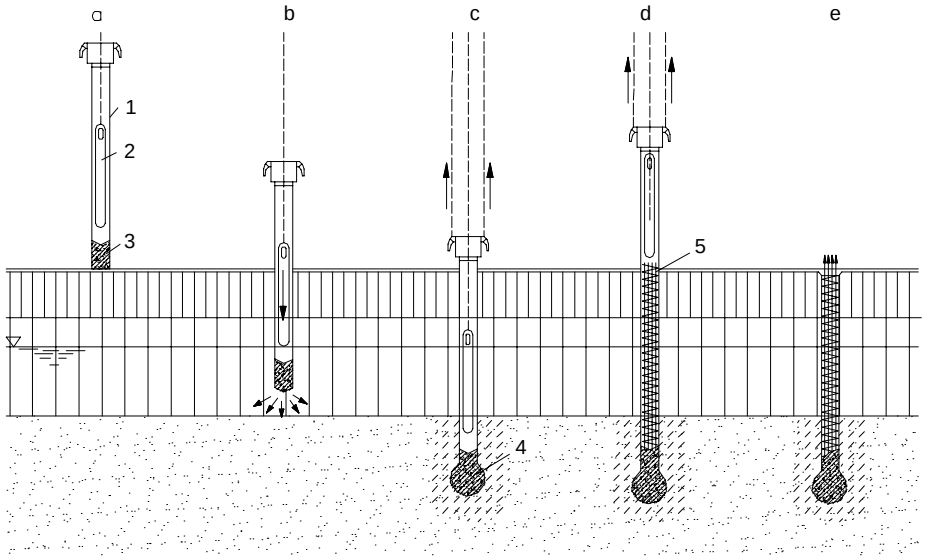
Obr.3.29 Schéma výroby piloty VUIS se ztracenou botkou: A-piloty VUIS v soudržné zemině, B-piloty VUIS v nesoudržné zemině, a-vibrování pažnice, b-těžba soudržné zeminy, c-odstranění zeminy pomocí stlačeného vzduchu, d-betonáž piloty, e-vibrování se ztracenou botkou, f-armování piloty, g-betonáž piloty

Technologie výroby předrážených na místě betonovaných pilot Franki

Tento typ ražených pilot se v České republice dosti rozšířil a to již v době před 2. světovou válkou, kdy na těchto pilotách bylo zakládáno mnoho výrobních hal i mostů zvláště v nesoudržných zvodnělých zeminách. Vlastní technologie pochází z Belgie z 30. let minulého století. V současné době se u nás provádí kolem 10 -15 % pilotových základů touto technologií, přičemž ovšem značná jejich část připadá na prvky štěrkové, které spadají spíše do oblasti zlepšování vlastností základové půdy. Technologický postup výroby klasické předrážené piloty na místě betonované je znázorněn na obr. 3.30.

Používají se ocelové silnostěnné razicí roury vnějšího průměru 408 mm nebo 512 mm (ve světě i větší průměry), délky rour odpovídají zhruba délce

pilot a jsou běžně do 12 – 14 m, výjimečně lze pro prodloužení pilot používat nástavců, s nimiž jsou ovšem při tahání komplikace. Vlastní razicí souprava se skládá z podvozku vesměs housenicového, byly však vyvinuty i razicí soupravy na kolových podvozcích, dále z lafety s několikanásobným kladkostrojem pro dosažení co největší tažné síly, volnopádového vrátku a skipu pro transport betonu do razicí roury. Soupravy jsou velmi jednoduché, bez komplikovaných hydraulických okruhů a bez elektroniky, což je výhodné, uvážíme-li, jakým dynamickým účinků jsou vystaveny. Razicí roura se vztyčí do své provozní polohy, přičemž lze razit piloty jak svislé, tak i šikmé, běžně o sklonu do 8:1. Do razicí roury se prostřednictvím skipu nasype asi 0,15 m^3 suchého betonu (v/c $\leq$ 0,30). Tento beton, k jehož výrobě se doporučuje používat drcené kamenivo frakce do 22 mm (výjimečně do 32 mm) a množství cementu přesahuje 300 kg/m^3 se vyrábí vesměs na staveništi, neboť jeho transport s ohledem na jeho vlastnosti by byl komplikovaný.



Obr. 3.30 Technologický postup výroby předrážené piloty Franki: a-stražení razicí roury se zátkou, b-ražení piloty skrz neúnosnou zeminu, c-vyrážení zátky, d-formování dříku vyztužené piloty, e-hotová železobetonová pilota Franki, 1-razicí roura, 2-beran, 3-betonová zátka (korek), 4-rozšířená pata piloty, 5-armokoš

Beton vytvoří v dolní části razicí roury zátku (korek), jež je hutněna volným pádem beranu tvaru ocelového válce o hmotnosti 1,25 – 5,5 t, který může padat z výšky asi 2 - 4 m. Při beranění razicí roura vniká do základové půdy, přičemž přenos beranící síly je zčásti zprostředkován třením betonové zátky o vnitřní stěnu roury. Během beranění se sleduje vnik roury do základové půdy ve vztahu k počtu úderů, nebo lépe měří se velikost

mechanické energie (dané součinem tíhy beranu a výšky jeho pádu) ve vztahu k vniku razicí roury, přičemž významné je to zejména na poslední 1,0 m, nebo i 2,0 m. Na základě této velikosti (a s ohledem na druh základové půdy) se usuzuje na únosnost předrážené piloty. Po dosažení únosné zeminy, resp. po splnění příslušného energetického kritéria se razicí roura vyvěsí ve věži soupravy pomocí 2 mohutných lanových závěsů. Přidá se postupně asi 0,5 – 1,5 m^3 betonu a dojde k fázi nazvané vyražení zátky (korku). Přitom se formuje typická „cibule“ pod patou piloty, jež má rozhodující vliv na její únosnost, nicméně ve skutečnosti nesmí dojít k úplnému vyražení betonu z roury, neboť by hrozilo přerušení piloty. V další fázi se razicí roura opatří armokošem složeným z podélné výztuže prof. nejméně 14 mm, distančních kruhů (z ploché oceli) a spirály. Následně se přisýpá další beton, který se hutní beranem pracujícím uvnitř armokoše při současném povytahování razicí roury. Hotová pilota se vyznačuje:

- typickou cibulovitou patou, její průměr může dosáhnout až 1,5 – 1,8 násobku průměru dříku piloty,
- drsným pláštěm, přičemž dřík piloty mívá průměr 420 - 450 mm (resp. 520 - 550 mm),
- mimořádně kvalitním betonem, neboť ten při nízkém vodním součiniteli je hutněn tak, jako v žádné jiné betonové konstrukci, tudíž jeho pevnost dosahuje běžně 150 % (i více) krychelné pevnosti betonu odpovídající jeho třídě stanovené na základě jeho složení,
- mimořádně odolným betonem s ohledem na jeho nepropustnost a odolnost vůči agresivnímu prostředí,
- mimořádně vysokou mírou únosnosti (definovanou např. únosností v kN/cenou piloty) v příznivých geotechnických podmínkách.

Předrážené piloty mají ovšem i své nevýhody:

- při jejich provádění (beranění) vznikají velké dynamické účinky, jež jsou většinou nesrovnatelně větší, než např. účinky vibrování, proto jejich provádění v intravilánech je problematické a např. v hustě zastavěných centrech měst nepřichází v úvahu,
- jsou omezeny průměrem i délkou, i když délková omezení nejsou většinou rozhodující,
- jsou vhodné pouze v některých typech zemin a to především v nesoudržných zeminách, jež neobsahují velké balvany, popř. tvrdé

(horninové) vložky, které nelze prorazit. Při jejich beranění vznikají veliké pórové tlaky zvláště pak v soudržných zeminách, přičemž energetická kritéria mylně ukazují na velký odpor prostředí při beranění, který je všem dán pórovým přetlakem, který časem (s postupující primární konzolidací) vymizí a pilota svoji „únosnost“ ztrácí, což se projevuje jejím následným sedáním. Proto jsou Franki piloty v soudržných zeminách méně vhodné až nevhodné, zrovna tak v horninách poloskalních, kde nemá smysl snažit se ovlivnit jejich únosnost „vetknutím“ do těchto hornin,

- v suchých soudržných zeminách charakteru např. sprašových hlín vzniká nebezpečí „odsátí“ vody z již tak suchého betonu a k jeho následné nedokonalé hydrataci, jež se nakonec projeví „spálením“ betonu a jeho rozpadem. Přitom samozřejmě nelze k ražení používat beton s vyšším vodním součinitelem, neboť potom by vlastní ražení nebylo reálné. Dřík piloty lze ovšem betonovat běžným transportbetonem zpracovatelnosti podobné, jako např. pro vrtané piloty; sníží se tak ovšem vliv drsného pláště typické Franki piloty, jež má značný vliv na její únosnost,
- Franki piloty jsou vhodné především k přenášení osových zatížení (tlakových i tahových); pro příčné síly jsou méně vhodné s ohledem na průměr a pro pilotové stěny se nehodí vůbec (s ohledem na tvar jejich dříku).

Přesto lze ovšem konstatovat, že předražené piloty Franki mají v rámci vhodných geotechnických podmínek staveništ své pevné místo a to především tam, kde se jedná o méně zatížené konstrukce, kde jsou cenově velice výhodné.

3.8 Mikropiloty

Mikropiloty jsou prvky hlubinného zakládání staveb, vyznačující se svou mimořádnou štíhlostí a úspornými nároky na prostor při provádění. Ostatně vyvinuty byly právě pro účely podchycování a zesilování základů stávajících staveb v mimořádně stísněných podmínkách a postupně se jejich používání rozšířilo i na novostavby v takových podmínkách, kdy s ohledem na pracovní prostor nelze jiné metody využít. Vhodné jsou i tam, kde např. vrtané piloty nelze provádět z titulu špatně vrtatelných hornin v základové půdě. Provádění, dohled nad prováděním, monitoring a kontrola výroby mikropilot se

řídí ustanoveními evropské normy ČSN EN 14199: Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty, přičemž tato norma platí:

- pro mikropiloty vrtané, vnějšího průměru do 300 mm,
- pro mikropiloty ražené, vnějšího průměru do 150 mm.

Délky mikropilot ani jejich sklony nejsou omezeny. S ohledem na svou štíhlost jsou mikropiloty určeny především pro přenášení osových sil (tlakových i tahových), ačkoliv nelze vyloučit i jejich zatížení silami příčnými, pro jejichž významnější přenášení však mají malou tuhost a navrhují se tudíž ve skupinách ve formě mikropilotových roštů. Aby byla využita jejich vnitřní únosnost, daná vlastní konstrukcí mikropiloty, jsou upnuty do základové půdy injektáží. Přesto, že ve světě se využívá mnoha typů pilot malých průměrů, které lze z hlediska kritérií výše uvedené normy zařadit mezi mikropiloty, u nás se využívá pouze dvou jejich typů a to podle způsobu vyztužení:

- mikropiloty s trubní výztuží, jež absolutně převládají (více než 90 % všech),
- mikropiloty armokošové.

Vyjmenované mikropiloty lze dále dělit:

a) podle způsobu namáhání:
   - tlakové,
   - tahové,
   - namáhané příčnými silami,

b) podle způsobu uvedení mikropilot do funkce:
   - nepředtěžované (volné), kdy deformace potřebné k mobilizaci únosnosti mikropiloty probíhají po jejím spojení s nadzákladovou konstrukcí v plné hodnotě,
   - předtížené, kdy se mikropilota před spojením se základem předtíží silou odpovídající jejímu následnému zatížení, přičemž konečné sednutí je dáno jejím pružným stlačením,
   - předpjaté, kdy předtížená mikropilota je spojena s konstrukcí v zatíženém stavu; výsledné deformace jsou pak minimální.

Předtížených a předepjatých mikropilot se využívá především pro podchycování, popř jako podpor při stěhování stávajících konstrukcí.

Pro mikropiloty používáme následující názvy a označení:

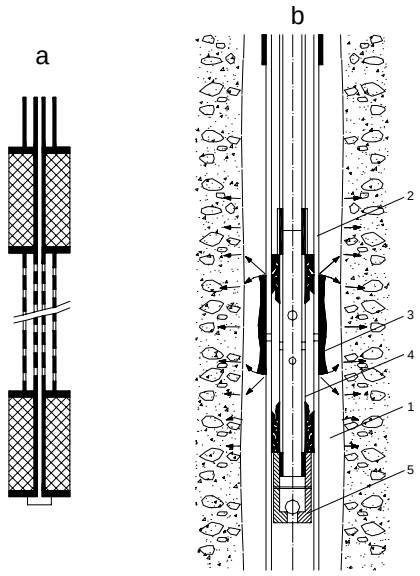
- hlava mikropiloty je její horní část, která přichází do styku s nadzákladovou konstrukcí. U mikropilot trubních bývá typová, tvořená ocelovou deskou s nátrubkem, u mikropilot armokošových je tvořena rozpletenou betonářskou výztuží,
- dřík mikropiloty je její neinjektovaná část, kterou se přenáší osové zatížení z hlavy do kořene,
- kořen mikropiloty je spodní část, která je injektáží upnuta do okolní horniny a jejímž prostřednictvím jsou do základové půdy přenášeny osové síly,
- pata mikropiloty je podstava mikropiloty v úrovni počvy vrtu,
- výztužná trubka je silnostěná trubka tvořící výztuž mikropiloty; v kořenové části je tato trubka perforována injekčními otvory překrytými gumovými manžetami, jež vytvářejí příslušné etáže pro injektáž kořenové části mikropiloty,
- armokoš mikropiloty je výztuž sestavená z nosných prutů a rozdělovací výztuže. V jeho ose je osazena PVC manžetová trubka, kterou se provádí injektáž kořene,
- manžetová trubka je (spojovatelná) trubka z PVC ∅50/3,8 mm, nebo ∅32/3,6 mm, opatřená v kořenové části otvory ∅6 mm překrytými gumovými manžetami,
- obturátor – dvojitý, necirkulační (viz obr.3.31.a), což je zařízení k utěsnění manžetové trubky nad a pod injektovanou etáží a k vlastní injektáži kořene mikropiloty. Obturátory jsou mechanické, hydraulické a pneumatické.

3.8.1 Technologický postup výroby mikropilot

Technologický postup výroby mikropilot spočívá v následujících operacích:

- vrtání maloprofilových vrtů,
- příprava výztuže mikropiloty,
- zřízení zálivky a osazení výztuže,
- injektáž kořene mikropiloty,

- úprava hlavy mikropiloty.



Obr.3.31.a. schéma dvojitého necirkulačního obturátoru, b. schéma injektáže pomocí manžetové trubky: 1-zálivka, 2-manžetová trubka (výztužná trubka mikropiloty), 3-pryžová manžeta, 4-dvojitý obturátor, 5-ventil

Maloprofilové vrtání

Technologie vrtání maloprofilových vrtů je prakticky shodná pro výrobu mikropilot, kotev, pro klasickou i tryskovou injektáž. Maloprofilové (někdy se uvádí též středněprofilové) bezjádrové vrtání, jež se pro tyto prvky používá, se odlišuje významně od vrtání rotačně náběrového, případně drapákového hloubení, jež je typické pro vrtané piloty, popř. pro podzemní stěny. V současné době používané vrtné soupravy jsou plně hydraulické, montované na housenicovém podvozku a mají lafetu, která umožňuje provádět vrty prakticky pod libovolným sklonem s velkou produktivitou, jež je dána jednak dlouhými pasy vrtných trubek, jednak mechanickým zásobníkem vrtných trubek, což práci usnadňuje a zrychluje. Takového vrtné soupravy jsou však rozměrné a vysoké, což v mnoha případech nevyhovuje. Proto existují na druhé straně speciální vrtné soupravy, jež jsou vskutku miniaturní, mohou se pohybovat ve sklepích, projedou otvory širokými 0,80 m a mohou provádět vrty ve stísněných prostorách s pracovní výškou kolem 2,20 m.

Maloprofilové vrty pro mikropiloty, kotvy, hřebíky, injektáž a tryskovou injektáž se provádějí většinou jako bezjádrové, neboť požadavek na kontinuální odběr jádra by vedl k významnému snížení rychlosti vrtání a zdražení příslušných prvků. Podle způsobu rozrušování horniny lze

maloprofilové bezjádrové vrtání pro výše uvedené účely dělit na:

- vrtání rotační - na plnou čelbu (Rotary),
  - spirálové vrtání,
- vrtání nárazové (příklepné)
- vrtání kombinované - rotačně příklepné,
  - rotačně vibrační.

Podle způsobu přenosu energie na vrtný nástroj se vrtná technologie dělí na:

- vrtání kolonou vrtných trubek,
- vrtání lanové.

Podle způsobu výnosu rozrušené horniny ze dna vrtu lze vrtání dělit na:

- vrtání za sucha,
- vrtání výplachové - s přímým proplachem,
  - s nepřímým proplachem.

Podle způsobu zajištění stability stěn vrtů lze maloprofilové vrty dělit na:

- nezapažené,
- pažené pomocí ocelových pažnic (vesměs spojovatelných),
- pažení pomocí suspenze (většinou jílové, nebo jílocementové, která zde navíc plní funkci vyplachování vrtů od vrtné měli, proto ji nazýváme vrtným výplachem).

Technologie vrtání se volí především s ohledem na konkrétní geotechnické podmínky na staveništi, ve vztahu k dimenzím a druhu geotechnické konstrukce a s ohledem na charakter stavebního objektu. V naší praxi přicházejí tedy v úvahu většinou následující způsoby maloprofilového vrtání:

a) rotační vrtání spirálem za sucha,
b) rotační vrtání na plnou čelbu s výplachem,
c) rotačně příklepové vrtání.

Rotační vrtání spirálem za sucha je vhodné pro vrty v soudržných zeminách tuhé až pevné konzistence a v měkkých poloskalních horninách, kdy vyvrtaný materiál je vynášen spirálem na povrch. Vrtné soupravy musí disponovat dostatečným kroutícím momentem. Při práci v pevných jílech lze

odpor při vrtání a tření snížit přidáním malého množství vody (do 10 l/min) k břitu vrtáku, je však třeba sledovat rychlost postupu vrtání, aby nedošlo k výrazné změně konzistence vrtaných zemin. Průběžné spirálové vrtáky se nastavují v pasech délky většinou 1,5 m. Typické průměry vrtání jsou v tabulce 3.17.

Rotační vrtání na plnou čelbu je základní metodou provádění maloprofilových vrtů v zeminách a měkkých horninách (do třídy R4). Hlavními používanými nástroji jsou listová a valivá dláta (obr. 3.32). Listová dláta s přibírkovými stupni (2 nebo 3 břitová) jsou vhodná v měkkých horninách, jako v jílovcích, břidlicích, měkkých pískovcích apod. Valivá dláta se používají ve všech typech hornin, je však třeba zvolit vhodný druh dláta a správný režim vrtání. V měkkých horninách se používají dláta zubová (s vysokými zuby), kdy vhodné otáčky nástroje jsou 70 – 180 ot/min a přítlak 3,6 – 10,8 kN/1 cm obvodu nástroje. V horninách R5 – R3 jsou vhodná i roubíková dláta (s vysokými roubíky ze slinutých karbidů) při režimu vrtání: 50 – 70 ot/min, p = 3,6 – 8,0 kN/cm obvodu. Čím jsou horniny tvrdší, tím je třeba používat nižších zubů, popř. nížších roubíků a volit větší přítlak při nižších otáčkách. V hrubých štěrcích se vrtá dlátem s roubíky při malém přítlaku. Typické průměry dlát jsou v tabulce 5.1. Vrty se provádějí výjimečně nepažené se vzduchovým výplachem, většinou však pažené a vyplachované vodním, jílovým a jílocementovým (zcela výjimečně pěnovým) výplachem. Jílový (bentonitový) výplach má prakticky stejné složení jako jílová pažicí suspenze používaná pro pažení vrtaných pilot (viz 4.1.1.4). Příkon suspenze musí být takový, aby mezikružím mezi vrtnými trubkami a stěnou vrtu dostatečně vyplachoval vrt od vrtné měli. Příkon bývá (podle průměru vrtu) 150 – 300 l/min při výstupní rychlosti asi 0,2 m/s. Nejtypičtější je ovšem výplach jílocementový, jež se používá v nestabilních zeminách (písky, štěrky) a horninách. Vyrábí se v rozplavovači objemu 4 – 7 m^3 a přečerpává se do nádrže umístěné pod čističkou, kam přitéká pročištěný výplach z vrtu. Vlastní čistička se skládá z vibrosít o velikosti ok 1,6x1,6 mm, kde je výplach zbavován vrtné drti. Do vrtů se čerpá výplachovám čerpadlem dostatečné kapacity (výkon nejméně 200 l/min, tlak 2,5 MPa). Typické složení jílocementového výplachu (na 1 m^3):

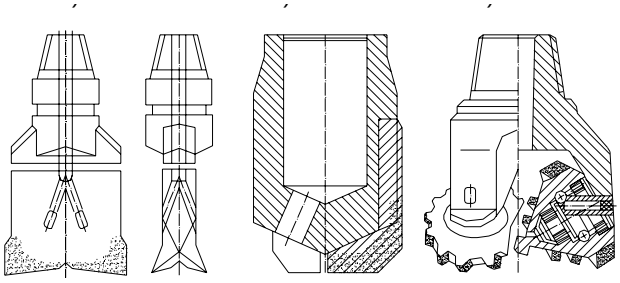
- 400 kg cementu CEM II/A-3,
- 55 kg aktivovaného bentonitu (Sabenil),
- 850 l vody.

Hotový výplach se vyznačuje následujícími vlastnostmi: objemová

hmotnost 1,31 t/m^3, viskozita 35 – 38 s (Marsch), dekantace 1 %/3 hod.

Pěnový výplach se používá tam, kde je nedostatek vody, neboť její spotřeba je až 7x menší, než u ostatních kapalinových výplachů. Vyrábí se z vody a pěnidla ve speciálním zařízení. U nás se tento výplach prakticky nepoužívá, typické je však jeho používání např. v Kuvajtu, SAR , Lybii apod.

Rotačně příklepné vrtání se používá jednak v tvrdých horninách, kde není třeba pažit, jednak ve štěrcích, balvanitých zeminách a ostatních horninách (kromě měkkých až tuhých soudržných zemin), kde se průběžně paží ocelovými spojovatelnými pažnicemi (systém Duplex). První způsob je známý např. z vrtů pro rozpojování hornin a v lomařství. Vrtná drť je vynášena mezikružím na povrch pomocí stlačeného vzduchu vyráběného v kompresorech. Podle průměru vrtu je jeho spotřeba 10 – 20 m^3/min, proto je mnohdy třeba vzdušník. Vlastní kladivo je buď horní, nebo ponorné. Vlastní nástroj je tvořen korunkou buď křížovou, nebo roubíkovou, jež na dno vrtu jednak klepe a současně se otáčí. Rychlost vrtání závisí jak na otáčkách, tak na přítlaku. Ukazuje se ovšem, že při zvyšujících se otáčkách (za konstantního přítlaku) se rychlost vrtání zvětšuje jen do určité míry, pak klesá; existují tedy optimální otáčky, jež jsou orientačně uvedeny v tabulce 3.18. Při vrtání systémem Duplex, při němž se dosahuje nejvyšší produktivity práce, je současně se spodovým (ponorným) kladivem zatahuje do vrtu kolona pažnic ukončená vrtnou korunkou (většinou roubíkovou), přičemž vlastní dláto má konstantní předstih před pažnicí. Obojí se potom nastavuje v jednom dílu, což při větších průměrech nástroje a vrtné soupravě nevybavené mechanickým, či automatickým podavačem trubek činí velké potíže, neboť značná hmotnost této kolony prakticky brání ruční manipulaci. Proto je vrtání systémem Duplex typické pro velké vrtné soupravy a nikoliv pro stísněné podmínky práce např. ve sklepích. V tabulce 3.17 jsou typické průměry vrtů prováděných touto technologií.



Obr.3.32 Příklady vrtných dlát dlát: a) rybinové dláto, b) listové dláto, c) valivé dláto

Tabulka 3.17 Doporučené minimální průměry vrtů a typy vrtných nástrojů pro mikropiloty s trubní výztuží

Typ nástroje	**Průměr nástroje podle průměru trubní výztuže mikropiloty (mm)**		
	∅ 70/12	∅ 89/10	∅ 108/16
Spirálový vrták	118, 140	140, 180	180, 220
Listové dláto s přibírkovými stupni	75/120	75/140	75/160
Valivé dláto (neagresivní prostředí)	Min.118	Min.130	Min.150
Valivé dláto (agresivní prostředí)	Min.150	Min.170	Min.190
Ponorné kladivo (bez pažní)	Min.118	Min.133	Min.156
Pažnicová kolona Duplex (neagresivní prostředí)	121	133	156
Pažnicová kolona Duplex (agresivní prostředí)	133	156	191

Tabulka 3.18 Orientační parametry vrtného režimu pro rotačně příklepné vrtání (podle Z.Tkaného, 1974)

Průměr korunky D (mm)	Počet otáček (ot/min)	Přítlačná síla P (kN)
80	120 – 170	40
95	100 – 140	50
115	85 – 115	60
152	60 - 90	75

Výztuž mikropilot

Výztuž mikropilot je tvořena buď ocelovými silnostěnnými trubkami (trubní mikropiloty), nebo speciálně upraveným armokošem z betonářské výztuže (mikropiloty armokošové), výjimečně válcovanými ocelovými profily (mikropiloty speciální).

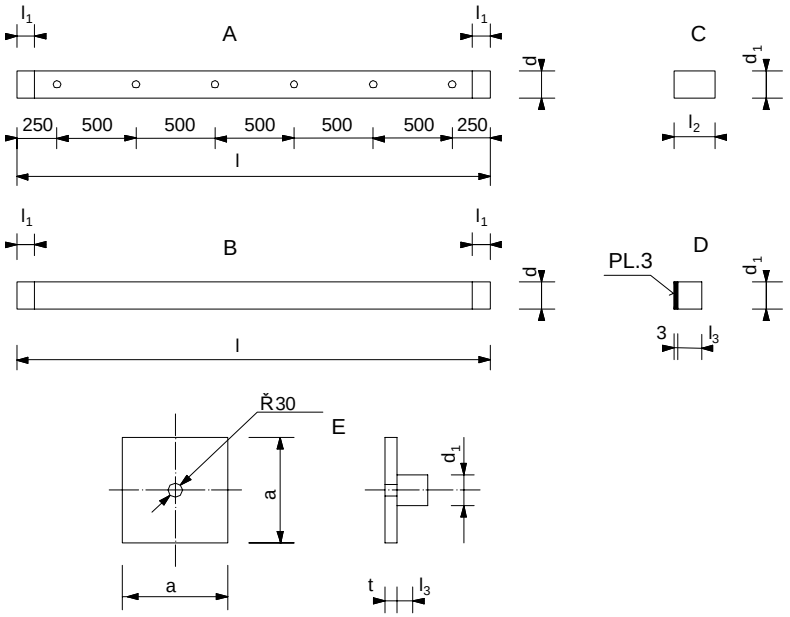
Trubky se používají většinou z oceli 11 523 a dílensky se upravují na typické délky 1500 mm, nebo 3000 mm s příslušnými závity a jinými úpravami. Nejtypičtější průměry výztužných trubek jsou: 70/12 mm, 89/10 mm

a 108/16 mm. Samozřejmě lze použít i trubky jiných profilů, naráží to však na obtíže při výběru vhodných obturátorů a na tu skutečnost, že výztuž mikropilot existuje vesměs jako typizovaná výroba polotovarů, které lze objednat a dodat na stavbu. Na obr.3.33 jsou typické díly tvořící výztuž trubní mikropiloty a v tabulce 3.19 jsou příslušné rozměry. Perforace kořenové části výztužné trubky je tvořena 2 + 2 otvory prof.8 mm (proti sobě), posunutými o 20 mm, přičemž je třeba dbát na dokonalé odstranění vnitřních otřepů po vrtání, jež by mohly způsobit zničení obturátoru, nebo nemožnost jeho osazení. Trubní díly jsou ve výrobně obyčejně kalibrovány pro eliminaci jejich výrobních tolerancí. Vždy čtveřice vrtů, tvořících budoucí injektážní etáž, je překryta gumovou manžetou tl. 4 mm z bezvložkové hadice dl. 80 mm. Manžety se nalepují vhodným lepidlem (Alkapren), popř. se fixují navařením drátu prof.5 mm. Spodní část kořenové výztužné trubky je opatřena zátkou z pl. 3 mm. Jednotlivé díly výztužných trubek se spojují pomocí spojníků dl. 100 - 150 mm opatřených průběžným vnitřním plochým závitem. Hlava mikropiloty přenášející pouze tlak se opatřuje ocelovou deskou z pl. 20 mm – 200/200 mm s přivařeným nátrubkem, hlava mikropiloty přenášející tah se opatřuje deskou se speciálním šroubem přizpůsobeným vnitřnímu závitu konce výztužné trubky. V obou případech mají desky středový otvor prof.30 mm pro odvzdušnění a provedení vnitřní výplně. Výztužné trubky mikropilot lze zapouštět v celku (pokud je k tomu dostatek místa a k dispozici je např. jeřáb), nebo po částech a montovat je nad vrtem opatřeným zálivkou. V případě výztužných trubek zapouštěných v celku se připouštějí svařované spoje.

Tabulka 3.19 Rozměry typických dílů výztužných trubek mikropilot

Typ	Trubka A, B			Spojník C		Zátka D		Hlava na tlak E		
tr. ∅	D	l	l_1	d_1	l_2	d_1	l_3	a	t	l_3
70/12	70	3000[x)]	50,5	83	100	83	50	200	20	50
89/10	89	3000[x)]	58	114	150	114	75	250	20	75
108/16	108	3000[x)]	75,5	127	150	127	75	300	40	75

[x)] typické délku jsou 3000 a 1500 mm



Obr. 3.33 Schéma typických dílů výztužných trubek mikropilot: A-perforovaná trubka, B-plná trubka, C-spojník, D-zátka, E-hlava na tlak s nátrubkem

Armokošové mikropiloty mají výztuž sestavenou z podélných prutů prof.20 – 28 mm z oceli 10425 nebo 10505 ovinutých spirálou z prof. 5 – 6 mm. Středem armokoše prochází manžetová trubka z PVC prof. 50/3,8 mm, která je v kořenové části opatřena vždy čtveřicí vrtů ∅ 6 mm překrytých gumovou manžetou z bezvložkové hadice 60/5 délky 80 mm a to po 500 mm. Nejnižší manžeta je osazena 250 mm od konce manžetové trubky, jež je zaslepen zátkou. Armokoš se vyrábí zpravidla v jednom kuse a tak se i osazuje. Montážní styk je natolik komplikovaný, že se nepoužívá.

Zálivka a injektáž mikropilot

Bezprostředně po dokončení vrtu a jeho vyčištění se vrt vyplní zálivkou. V případě vrtání na vodní, jílový nebo jílocementový výplach se provede výměna výplachu za zálivku. Ta se může do vrtu čerpat přes vrtné nářadí, jinak se čerpá pomocí PVC trubky ∅ 50/3,8 mm zasunuté na dno vrtu. V případě vrtu zapaženého ocelovou pažnicí se provede výměna výplachu za zálivku při dovrtání na konečnou hloubku a výztužná trubka se osazuje do pažnicové kolony, jež se ihned vytahuje za současného doplňování zálivky.

Zálivka pro mikropiloty se používá cementová o složení c:v = 2,5:1. Na 1 m^3 zálivky se dávkuje 1385 kg cementu CEM II/A-S a 554 l vody. Míchá se v aktivační míchačce a přepouští se do pomaluběžné míchačky, zpracovat se musí do 3 hodin. Tato cementová zálivka má následující vlastnosti: objemová

hmotnost 1,94 t/m^3, dekantace 1 %/1 hod, pevnost 20 MPa/7 dní a 27 MPa/28 dní.

Do takto vyplněného vrtu cementovou zálivkou se zapouští výztuž mikropiloty, jež je zbavena nečistot a odmaštěna (v případě trubní výztuže), aby nebyla snížena přilnavost k cementovému kameni. Současně se zajistí krytí výztuže mikropilot, jehož minimální velikosti jsou stanoveny podle tabulky 3.20.

Tabulka 3.20 Minimální krytí výztuže mikropilot (mm) podle druhu prostředí a způsobu jejich namáhání

Druh zálivky	Neagresivní prostředí		Středně agresivní prostředí	
	Tlak	Tah, ohyb	Tlak	Tah, ohyb
Cementová	20	30	40	50
Malta	35	40	50	60

Zálivku mikropilot může tvořit též malta, zpravidla cementová, je-li zaručeno, že lze do ní výztuž mikropiloty osadit.

Únosnost mikropilot závisí zejména na jejím upnutí do okolní základové půdy v oblasti kořene. Toto upnutí se dosahne injektáží kořene mikropiloty. Při injektáži nejde tedy o proinjektování okolní zeminy (např. za účelem jejího zpevnění, či snížení propustnosti, jak je tomu u klasické injektáže), účelem je dosáhnout roztržení zálivky a její roztlačení radiálním směrem za pomocí injekční směsi tak, aby byla mikropilota upnuta do okolního prostředí. Injektuje se tedy zpravidla menším množstvím injekční směsi, přičemž typické jsou opakované reinjektáže. Konečný injekční tlak je tedy předepsán v projektu a k jeho dosažení je často nutná (podle druhu základové půdy) injektáž ve více fázích. Injektuje se zásadně vzestupně (od nejspodnější etáže k vrchní etáži kořene) pomocí dvojitého obturátoru upnutého na příslušnou etáž a to buď ve výztužné trubce (mikropiloty trubní), nebo v trubce manžetové (mikropiloty armokošové, event. ostatní). Princip injektáže pomocí manžetové trubky je znázorněn na obr.3.31.b. Vlastní necirkulační obturátor se v poslední době používá zásadně rozpínatelný pneumatický, popř. hydralický. Injektuje se cementovou suspenzí o stejném složení jako je cementová zálivka, tedy c:v = 2,5:1. Injektáž se provádí vysokotlakým čerpadlem podle následujícího technologického postupu:

a) 1. fáze injektáže

Při použití cementu CEM II/A-S (tř. 32,5) ji lze zahájit za 12 hodin po

osazení výztuže, při použití jiných cementů, popř. malty je třeba tuto dobu stanovit podle nárůstu pevnosti. Dvojitý obturátor se osadí na spodní etáž a injektuje se při sledování tlaku a spotřeby. Dosáhne-li se projektem předepsaného tlaku (např. 2,0 – 4,0 MPa) považuje se injektáž příslušné etáže za ukončeno a dvojitý obturátor se uvolní a posune na následující etáž a celý postup se opakuje. Pokud se předepsaného tlaku nedosahne, injektuje se zpravidla 15 l směsi (v horninách skalních, poloskalních a nesoudržných), resp. 5 l směsi (v zeminách soudržných), v navážkách a násypech (pokud je v nich umístěn kořen mikropiloty) i více (např. 50 l). Tlak při injektáži zpravidla zpočátku roste, potom náhle klesne (protržení zálivky) a při další injektáži by měl stoupat. Po protržení zálivky je třeba tlak ihned snížit a injektovat rychlostí asi 4 – 7 l/min při nejpomalejším chodu čerpadla. Po ukončení 1. fáze injektáže je třeba výztužnou (manžetovou) trubku dokonale propláchnout vodou, aby byla neustále průchodná. K tomu se používá PE hadička ∅ 20 mm ukončená speciální hlavou s tryskami.

b) 2. a další fáze injektáže (reinjektáž)

Při použití cementu CEM II/A-S (tř. 32,5) může následovat nejdříve za 6 – 10 hodin po předcházející fázi injektáže. Kritérium je stále dosažení projektem předepsaného tlaku (potom se jedná o konečnou fázi), nebo spotřeby směsi (následuje další reinjektáž). Pokud se nepodaří protrhnout zálivku ani při tlaku 8 – 10 MPa, považuje se injektáž této etáže za ukončenou. Pokud ani při 3. fázi injektáže (2. reinjektáži) není dosaženo projektem předepsaného tlaku, je třeba poradit se s projektantem.

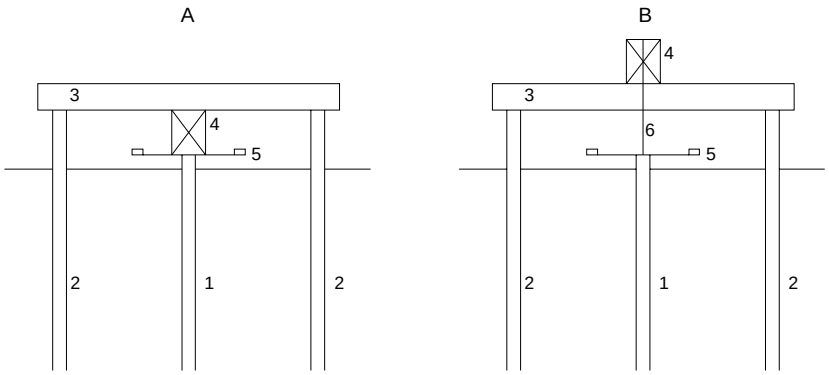
Zainjektovanou mikropilotu je třeba vyplnit cementovou zálivkou stejného složení (c:v = 2,5:1). To se provádí pomocí PE hadičky ∅ 20 mm zapuštěné na dno výztužné (manžetové) trubky. Zálivku je třeba asi po 2 dnech doplnit, z titulu odstoje vody.

3.8.2 Únosnost mikropilot

Mikropiloty se s ohledem na své rozměry a tuhost používají především pro přenos osových sil (tlakových i tahových). Schopnost mikropilot přenášet i síly příčné a ohybové momenty závisí především na druhu a rozměrech jejich výztuže, v menší míře pak na okolní základové půdě. Osovou únosnost mikropilot lze stanovit zkouškou, nebo statickým výpočtem. Příčnou únosnost mikropilot lze stanovit statickým výpočtem únosnosti průřezu mikropilot dle zásad výpočtu ocelových, betonových, popř. spřažených konstrukcí.

Zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkoušky mikropilot se provádějí vesměs jako statické se stupňovitým zatížením, obdobné, jako v případě pilot. Uspořádání této zkoušky je však zpravidla jednodušší a vlastní zkouška je levnější, což je dáno relativně snadno dosažitelnou silou potřebnou při této zkoušce. Typické uspořádání statické zatěžovací zkoušky je na obr. 3.34. Využívá se celkem 3 mikropilot umístěných v řadě ve stejných osových vzdálenostech, jež jsou nejméně 20 d, kde d je průměr mikropiloty (minimálně však 1,50 m). Střední mikropilota je zkušební (jak pro tlak, tak i pro tah), krajní piloty jsou reakční. Zkušební most je ocelový z válcovaných, popř. svařovaných nosníků dimenzovaných tak, aby (jako prostý nosník) přenesl příslušná zatížení při zkoušce a jeho deformace byla v přijatelných mezích.



Obr. 3.34 Uspořádání statické zatěžovací zkoušky mikropiloty: A – tlaková zkouška, B – tahová zkouška, 1-zkušební mikropilota, 2-reakční mikropiloty, 3-zatěžovací most, 4-hydraulický li, 5-měření deformací hlavy mikropiloty, 6-táhla spojující hlavu mikropiloty s lisem

Při zatěžovací zkoušce se měří deformace hlavy mikropiloty nejméně dvěma nezávislými snímači s přesností nejméně 0,1 mm. Vlastní zkouška má obdobný průběh jako statická zatěžovací zkouška piloty, za kritérium ustálené deformace se považuje její přírůstek menší, než 0,1 mm/20 minut (ČSN EN 14 199), lze však stanovit kritérium přísnější. Statické zatěžovací zkoušky lze provádět jak na mikropilotách nesystémových a to v případě:

- použití nové a nevyzkoušené technologie provádění mikropilot,
- složitých geotechnických podmínek na staveništi, kdy není dostatek stávajících zkušeností,
- mimořádných požadavků na únosnost mikropilot,

- když je zřejmé, že náklady na zkoušku se zhodnotí při návrhu systémových mikropilot.

V případě mikropilot systémových lze statické zatěžovací zkoušky provádět pouze se souhlasem projektanta a to silami, které nepřekročí jejich pracovní zatížení. Speciálním případem jsou mikropiloty předtěžované, popř. předpínané. Norma EN 14 199 doporučuje provádět kontrolní statické zatěžovací zkoušky systémových mikropilot následovně:

- v případě tlakových zatížení – nejméně 1 zkouška na každých 100 ks mikropilot,
- v případě tahových zatížení – nejméně 1 zkouška na každých 25 ks mikropilot.

Pro vyhodnocování výsledků statické zatěžovací zkoušky mikropiloty neexistují jednotná a předem daná kritéria, postupuje se ve smyslu Eurocódu 7 tak, že pro vnější únosnost mikropiloty (její interakci se základovou půdou) je zpravidla rozhodující 2. mezní stav (použitelnosti), kdy důležitá je deformace hlavy mikropiloty a pro vnitřní únosnost složeného průřezu (popř. pouze ocelového průřezu – v případě mikropilot trubních) je rozhodující 1. mezní stav z hlediska dimenzování tohoto průřezu.

Pokud je třeba omezit deformace mikropilot v konstrukci (např. při podchycování), navrhují se mikropiloty předtížené. Je-li nutné vyloučit, popř. omezit i pružnou deformaci, navrhují se mikropiloty předepnuté. Při předtěžování se mikropilota postupně zatíží stupni: 0,5.P; 0,8.P; 1,0.P (kde P je její pracovní zatížení) a na konec se zcela odlehčí. Kritérium ustálení deformace je 0,1 mm/20 minut. V jílech bývá ovšem doba zatěžování při stupni 1,0 P i několik hodin. Takto předtížená mikropilota bude se v konstrukci deformovat pouze pružně. Předepjatá mikropilota se zatěžuje obdobně s tím rozdílem, že se do konstrukce zabuduje v zatíženém stavu, což lze realizovat např. při podchytávání stávajících základů pomocí podvleků.

Statický výpočet

a) vnější únosnost osamělé mikropiloty U_{mv}

Jedná se v podstatě o vnější únosnost její kořenové části, jež je dána:

$$U_{mv} = U_{ms} + U_{mp} \qquad (3.54)$$

kde U_{ms} je únosnost na plášti kořene mikropiloty,

U_{mp} je únosnost na patě tlačené mikropiloty v případě jejího vetknutí (popř. i opření) do hornin R1 až R3 (v ostatních případech tlakových

mikropilot se U_{mp} zanedbává).

$$U_{mp} = \pi.d^2/4.R_d \quad (3.55)$$

$$U_{ms} = \pi.d.\sum L_{ti}.\tau_i.m_z \quad (3.56)$$

kde d je průměr mikropiloty (průměr vrtu opatřeného výztuží a zálivkou)

R_d je únosnost na patě pro skalní horniny R1 – R3 stanovená dle čl. 97 ČSN 73 1001,

L_{ti} je délka kořenové části mikropiloty v příslušné únosné i-té vrstvě (zpravidla se ovšem jedná o jeden typ horniny, tudíž i = 1),

τ_i je velikost přípustného plášťového tření v příslušné hornině dle tabulky 3.21,

m_z je koeficient, jež závisí na druhu zatížení (pro tlak $m_z = 1,0$, pro tah $m_z = 0,8$).

Tabulka 3.21 Přípustné velikosti plášťového tření mikropilot

Druh základové půdy	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný inj.tlak (MPa)	Plášťové tření τ_i (MPa)
Skalní horniny R1 – R4	$\sigma_f > 50$ MPa	0	-	0,6 – 1,0
Poloskalní horniny R5, R6	$\sigma_f < 50$ MPa	0 - 1	0,5 – 3,0	0,2 – 0,6
Štěrky písčité	$35^0<\varphi<45^0$, c=0	1 - 2	1,0 – 2,0	0,15 – 0,20
Štěrky jílovité	$25^0<\varphi<35^0$, c=10	1 - 2	2,0 – 4,0	0,15
Písky	$25^0<\varphi<35^0$, c=0	2 - 3	1,5 – 4,0	0,1 – 0,15
Soudržné zeminy tvrdé	$10^0<\varphi_u<30^0$ $c_u > 0,1$MPa	1 - 3	1,5 – 3,0	0,08 – 0,14
Soudržné zeminy pevné	$\varphi_u < 100$ $0,05<c_u< 0,15$MPa	2 - 3	1,0 – 2,5	0,06 – 0,08
Soudržné zeminy tuhé	$\varphi_u = 0$ $0,025<c_u< 0,05$MPa	3 – (4)	0,5 – 2,0	0,04 – 0,06

b) vnější únosnost skupiny mikropilot

Podobně jako u pilot je třeba stanovit velikosti sil působících do jednotlivých mikropilot ve skupině od vnějšího zatížení působícího na spojovací konstrukci v hlavách mikropilot a dále stanovit vliv tzv. skupinového účinku. Ten je v zásadě méně významný ve srovnání s pilotami a to především s ohledem na rozměry mikropilot a na tu skutečnost, že jejich osová vzdálenost ve skupinovém základu je vesměs větší (a/d > 5). Síly působící do jednotlivých pilot se s ohledem na tuhost spojující konstrukce stanoví obyčejně podle zásad uvedených v 4.1.4. Pokud se jedná o rozsáhlý mikropilotový základ (s počtem mikropilot 10 a větším), uvedený postup není vhodný a je třeba přistoupit k matematickému modelování, jež je obtížné, neboť interakce mikropilot se základovou půdou není jednoduchá.

c) vnitřní osová únosnost mikropilot

Uvažujeme-li spřažený průřez mikropiloty, je jeho únosnost v tlaku za předpokladu plné plastifikace:

$$N_{pl,Rd} = A_a.f_y/\gamma_a + 0{,}85.A_c.f_{ck}/\gamma_c \qquad (3.57)$$

kde A_a je plocha tlačené oceli,

A_c je plocha tlačeného cementového kamene,

f_y je mezní napětí v oceli,

f_{ck} je mezní napětí v cementovém kameni,

γ_a je dílčí součinitel pro ocel,

γ_c je dílčí součinitel pro cementový kámen

U mikropilot je třeba uvažovat se vzpěrem. Kritické osové zatížení prutu uloženého v elastickém prostředí charakterizovaném modulem deformace E_z je (podle Timošenka):

$$N_{cr} = \pi^2.(EJ)_e/L^2.(m^2 + E_z.L^4/(\pi^4.m^2.(EJ)_e)) \qquad (3.58)$$

$$(EJ)_e = E_a.J_a + 0{,}85.E_{cm}/\gamma_c.J_c \qquad (3.59)$$

kde E_a je modul pružnosti oceli,

E_{cm} je modul pružnosti cementového kamene,

J_a je moment setrvačnosti ocelového průřezu,

J_c je moment setrvačnosti cementového kamene,

L je délka mikropiloty,

m je počet půlvln deformované sinusoidy vyvolané vnějším zatížením.

Hledáme minimální velikost N_{cr} pro m > 1. Zavedeme tedy:

$$\lambda = L/m \tag{3.60}$$

a po dosazení přejde rovnice /6.5/ na tvar:

$$N_{cr} = \pi^2.(EJ)_e.(1/\lambda^2 + \lambda^2.E_z/(\pi^4.(EJ)_e)) \tag{3.61}$$

Pro získání extrému položíme $\partial N_{cr}/\partial\lambda = 0$, tedy:

$$\lambda = \pi.((EJ)_e/E_z)^{1/4} \tag{3.62}$$

což po dosazení do /5.8/ vede ke vztahu:

$$N_{cr} = 2.((EJ)_e.E_z)^{1/2} \tag{3.63}$$

Štíhlost mikropiloty je potom:

$$\psi = (N_{pl,Rd}/N_{cr})^{1/2} \tag{3.64}$$

a vnitřní únosnost mikropiloty namáhané vzpěrem je:

$$R_{cd} = N_{pl,Rd}.\kappa \tag{3.65}$$

kde κ je součinitel vzpěru stanovený pro uzavřený průřez (podle křivky a).

V případě mikropilot namáhaných tahem počítáme pouze s únosností ocelové výztuže.

d) vnitřní únosnost ohýbaných mikropilot s výztužnou trubkou

Statické schéma pro výpočet je na obr. 3.35. Nejprve je třeba stanovit polohu neutrálné osy z rovnice:

$$f_y/\gamma_c.A_a.t/(r_a + t) = .A_m.f_{ck}/\gamma_c \tag{3.66}$$

kde t je vzdálenost neutrálné osy od osy průřezu,

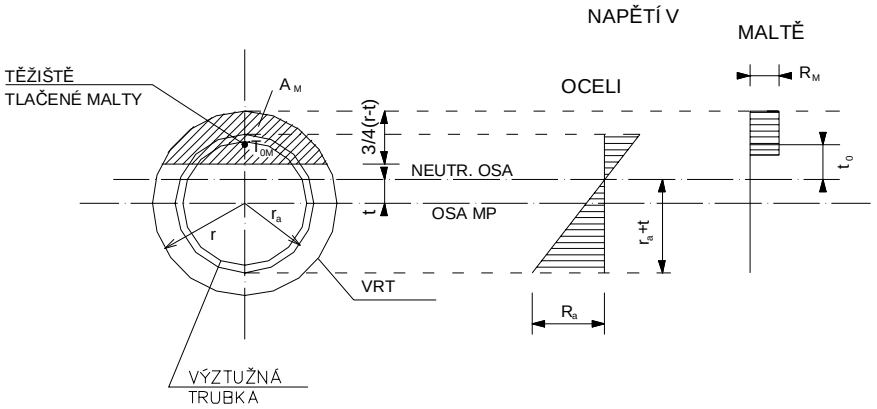
r_a je poloměr výztužné trubky,

A_m je tlačená plocha cementového kamene.

Moment únosnosti je potom dán vztahem:

$$M_{pl,Rd} = f_y/\gamma_c.(J_a + A_a.t^2)/(r_a + t) + A_m.f_{ck}/\gamma_c.t_0 \tag{3.67}$$

kde t_0 je vzdálenost těžiště plochy A_m od neutrálné osy.



Obr.3.35 Statické schéma průřezu mikropiloty s výztužnou trubkou pro výpočet ohybové únosnosti

KONTROLNÍ OTÁZKY:

19. Co jsou to základové studny a kesony a jakých případech se používají?
20. Jaké jsou druhy pilot?
21. Jaký je mechanizmus přenosu osového zatížení pilotami do základové půdy?
22. Stanovte technologický postup provádění vrtaných pilot.
23. Co je to pažící suspenze a jaké jsou její základní vlastnosti?
24. Jaké druhy pažnic se používají při provádění vrtaných pilot?
25. Jaké mají být vlastnosti betonu pro vrtané piloty?
26. Jaký je technologický postup provádění pilot CFA a jaké jsou jejich výhody?
27. Jaké znáte piloty typu "displacement" ?
28. Jaký je postup stanovení únosnosti pilot na základě 1. mezního stavu?
29. Stanovte postup výpočtu průběhu mezní zatěžovací křivky vrtané piloty.
30. Jaké jsou základní předpoklady pro řešení vodorovně zatížených pilot?
31. Jaký je rozdíl mezi tuhými a ohebnými vodorovně zatíženými pilotami?
32. Co jsou to mikropiloty a jaké druhy mikropilot znáte?
33. Stanovte technologický postup výroby mikropilot.
34. Jaký je princip injektáže mikropilot?
35. Vysvětlete přenos osového zatížení mikropilotou do základové půdy.

4 Stavební jámy

Stavební jámy jsou výkopy sloužící pro spolehlivé založení stavby a výstavbu podzemních prostor objektu. S ohledem na dodržení potřebné hloubky založení příslušné stavby a to jak z hlediska klimatických vlivů, tak i z hlediska dosažení únosné základové půdy, hloubí se stavební jámy prakticky ve všech případech plošných základů, ale velmi často i v případech, kdy objektu jsou zakládány hlubinně, neboť nad základové konstrukce bývají uloženy většinou pod okolním terénem. V případě výstavby objektů pozemního stavitelství, tj. zvláště budov bytových a občanských, je dnes téměř pravidlem návrh suterénních prostor těchto objektů, jež jsou budovány ve stavebních jámách. Ty mohou být hloubeny jak v zeminách suchých, tak i částečně, nebo zcela pod hladinou podzemní vody, v oblastech nezastavěných i v územích se stávající zástavbou. Rovněž tak objekty inženýrského a vodního stavitelství, jako jsou mosty, hloubené tunely, hloubené stanice podzemních drah, nábřežní zdi, jezy a přehrady bývají zakládány ve stavebních jámách, hloubených především za účelem dosažení únosné základové půdy, nebo i ochrany základů před výmoly apod. Podzemní inženýrské sítě se ukládají většinou do rýh vytvořených výkopy, jejichž zajištění spadá do oblasti prací speciálního zakládání staveb. Při ražbě štol, kolektorů a jiných drobných podzemních staveb je třeba vybudovat v předstihu těžní a přístupové šachty, jejichž roubení spadá rovněž do problematiky popisované v této kapitole.

4.1 Druhy stavebních jam

Výkopy pro popisované stavební objekty se dělí na:

- šachty, (šachtice),
- rýhy,
- stavební jámy.

Šachty (šachtice) jsou díla, u nichž hloubkový rozměr převažuje nad oběma rozměry půdorysnými. Z hlediska hornických bezpečnostních předpisů, tj. vyhlášky ČBÚ č.55/1996 se za šachtici považuje svislé dílo se sklonem od svislice větším něž 45^0, průřezové plochy do 3,75 m^2 a hloubky od 3,0 do 50,0 m. Tato vyhláška též rozeznává pojem – stavební šachta, což je dílo s hloubkou do 20 m.

Rýhy jsou díla, kde jejich délka (tj. jeden z rozměrů půdorysných) převažuje významně nad rozměry zbývajícími, tj. nad šířkou a hloubkou,

přičemž žádný z uvedených rozměrů není jakkoliv limitován. Rýhy slouží především pro ukládání podzemních inženýrských sítí, kde jejich šířka je zpravidla velice omezená (např. 1 – 2 m), nebo též pro hloubená malá podzemní díla, jako jsou mělce uložené kolektory. V těch případech, kde i šířkový rozměr se stává významným, jako jsou např. hloubené úseky tunelů, jejich předportálové části apod., přecházejí rýhy plynule do stavebních jam.

Za stavební jámy se obvykle považují výkopy, kde oba z půdorysných rozměrů jsou řádově stejné a převažují nad rozměrem hloubkovým, i když i ten není jakkoliv limitován. Dosahuje-li menší z půdorysných rozměrů několika desítek metrů, hovoříme zpravidla o stavební jámě a nikoliv rýze, i když druhý půdorysný rozměr může být i o řád větší (např. dílo sloužící pro výstavbu hloubené stanice Metra o půdorysu 50 x 200 m se obvykle nazývá jámou a nikoliv rýhou).

Výkopy pro šachty, rýhy a stavební jámy se hloubí v různých druzích zemin i hornin a s ohledem na vlastní základových půd a na okolní zástavbu a její stav, lze výkopy navrhnout:

- svahované,
- roubené.

V případě svahovaných stěn výkopů je třeba navrhnout sklon svahu a posoudit jeho stabilitu. Touto problematikou, jež spadá zejm0na do mechaniky zemin se pro stru4nost nebudeme zabývat.

4.2 Roubené výkopy – technologie výstavby

Roubení je zabezpečení svislých stěn, nebo výrazně strmých stěn výkopů, které se skládá z pažení a stabilizace pažení, což může být rozepření, nebo kotvení, popř. kombinace těchto metod. Jinou metodu představuje hřebíkování, jež zajišťuje svislý, či strmý svah v určitých základových půdách na základě poněkud odlišného mechanizmu.

V nesoudržných zeminách je nutné pažit vždy (prakticky od hloubky 0,80 m), v soudržných zeminách pak od hloubky 1,50 m, rovněž tak v horninách poloskalních. Ve skalních horninách závisí potřeba pažení především na vlastnostech horninového masívu.

Stavební rýhy se roubí zvláště v zástavbě a to z titulu nedostatku místa pro svahovaný výkop. Stavební šachty se roubí vždy. Stavební jámy, zvláště hluboké s hl. přes 6 - 8 m se rovněž většinou roubí, neboť to i v případech

dostatku prostoru nebývá dražší. Je však vhodné ekonomické srovnání obou alternativ. V městské zástavbě se stavební jámy roubí vždy, nicméně se většinou volí taková konstrukce, které roubí stěny stavební jámy a zároveň vytvářejí suterénní zdi. Navíc u těchto konstrukcí přistupují často problémy s podchycováním sousedních, vesměs mělčeji založených objektů. Dalším typickým aspektem stavebních jam v městské zástavbě je snaha o co největší využití půdorysu podzemí, což vytváří tlak na návrh štíhlých pažících konstrukcí přimknutých co nejtěsněji k stávající zástavbě.

4.2.1 Roubení rýh

Stavební rýhy se podle ČSN 73 3050 (Zemní práce) roubí pažením příložným, zátažným, nebo hnaným. Pro výstavbu hlubokých stavebních rýh (např. pro hloubené úseky podzemních staveb) se požívá též pažení záporové, výjimečně pak i pilotové stěny. Je-li potřeba stavební rýhu těsnit, navrhují se štětové stěny většinou dočasné.

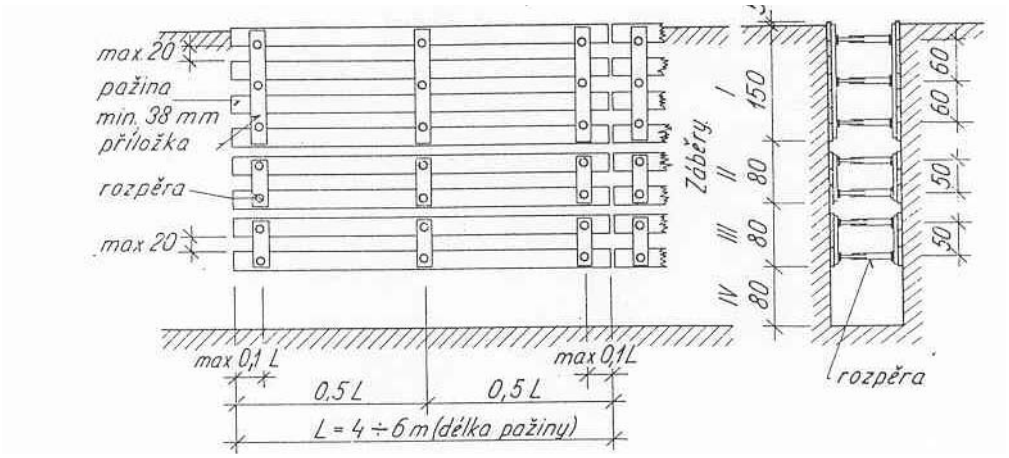
a. vodorovné příložné pažení

Používá se hojně pro pažení rýh kopaných ručně nebo s malou mechanizací v suché zemině, jako jsou písčité štěrky, písčité hlíny apod. Pažení se podle obr. 4.1 skládá:

- z vodorovných pažin (fošny tl. 38 – 65 mm, výjimečně i ocelové pažiny UNION), jež jsou kladeny buď na sraz (nesoudržná základová půda), nebo i s mezerami (soudržná zemina), délka pažin je 3 – 5 m,
- ze svislých převázek z hranolů nebo polštářů tl. 80 – 100 mm, kladených ve vzdálenostech 1,5 – 2,5 m,
- vodorovných rozpěr z dřevěných kuláčů průměru 100 – 200 mm, výjimečně z ocelových trubek kladených mezi převázky ve svislých vzdálenostech do 1,0 m.

b. svislé příložné pažení

Používá se v suché soudržné zemině, jež umožní provést dočasný výkop bez okamžitého pažení na větší výšku (přes 1,5 m). Toto pažení se skládá z následujících prvků (obr.4.2):

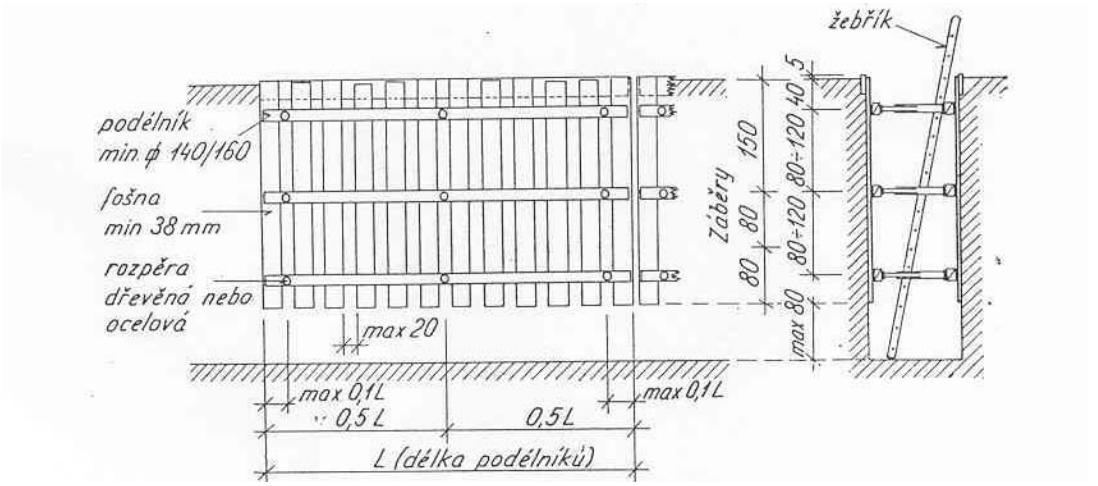


Obr.4.1 Stavební rýha roubená vodorovným příložným pažením (dle Bažanta, 1973)

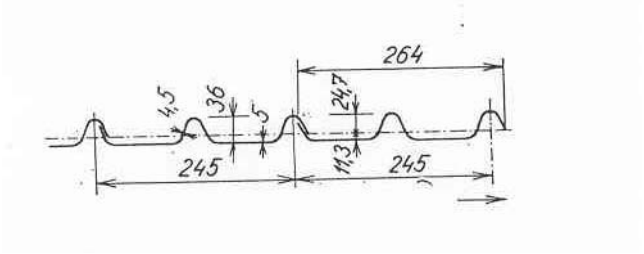
- svislých pažin z fošen, popř. i ocelových pažin UNION, jež se kladou obyčejně s mezerami šířky 0,2 – 0,4 m, pokud možno na celou výšku vyhloubené rýhy,
- vodorovných převázek, nebo podélníků, jež mohou být tvořeny dřevěnými polštáři tl. 120 – 160 mm, typické jsou však ocelové z válcovaných nosníků I, nebo U kladené ve svislých vzdálenostech po 0,8 – 1,5 m,
- vodorovných rozpěr z ocelových trubek (vesměs teleskopických, spojovaných na závlačky, nebo i šroubovacích).

Svislé příložné pažení stavebních rýh bývá nahrazováno komunálním pažením, jež patří k běžné výbavě stavebních firem zabývajících se zemními a vodohospodářskými pracemi. To se skládá ze dvou svisle kladených ocelových desek vyztužených rámy a spojených dvěma dvojicemi ocelových teleskopických rozpěr, které jsou buď šroubovací, nebo hydraulicky ovládané. Hloubící mechanizmus (většinou bagr s hydraulickým pohonem) vyhloubí jistý úsek rýhy a ihned do něj osadí toto komunální pažení, které aktivuje pomocí teleskopických rozpěr. Běžné díl pažení má délku 4,0 m a výšku 1,0 nebo 1,5 m a lze jím pažit rýhu šířky do 2,5 m. Díly lze skládat i nad sebe.

Místo dřevěných pažit se používají pažiny ocelové, jež jsou u nás dodávány pod názvem UNION (obr.4.3). Jsou lisovány z plechu tl. 5 mm v délkách 2,0, 3,0 a 4,0 m. Jejich hmotnost je 12,9 kg/m, resp. 52,7 kg/m^2, průřezová plocha A = 0,00672 m^2/m a modul odporu W = 0,0000304 m^3/m. Ze statického hlediska nahrazují tyto ocelové pažiny dřevěné fošny o tloušťce 60 mm.



Obr.4.2 Stavební rýha roubená svislým příložným pažením (dle Bažanta, 1973)



Obr.4.3 Ocelové pažiny UNION

c. svislé zátažné pažení

Toto pažení lze použít v málo soudržných i nesoudržných nezvodnělých zeminách, jež nesnesou obnažení na větší výšku či plochu. Pažení se skládá z těchto prvků:

- svislých pažin (vesměs ocelových – UNION, výjimečně i dřevěných fošen), jež se straží již na začátku výkopu za vodorovný rám, upevňují se dřevěnými klíny a vyčnívají nad terén a s postupujícím výkopem se uvolňují (odklínují) a spustí na dno výkopu,
- vodorovných ocelových rámů z válcovaných profilů I, nebo U, kladených ve svislém směru po asi 1,5 až 2,0 m.
- vodorovných rozpěr z ocelových trubek (vesměs teleskopických, spojovaných na závlačky, nebo i šroubovacích).

d. hnané pažení

Jedná se o nejtěžší pažení vhodné pro nesoudržné a zvodnělé základové půdy. Výstavba tohoto pažení vyžaduje značný díl ruční práce a proto se nahrazuje dočasnými štětovými stěnami tam, kde je možné beranit, vibrovat či zatlačovat. Pro drobné stavby se však stále používá klasického hnaného pažení,

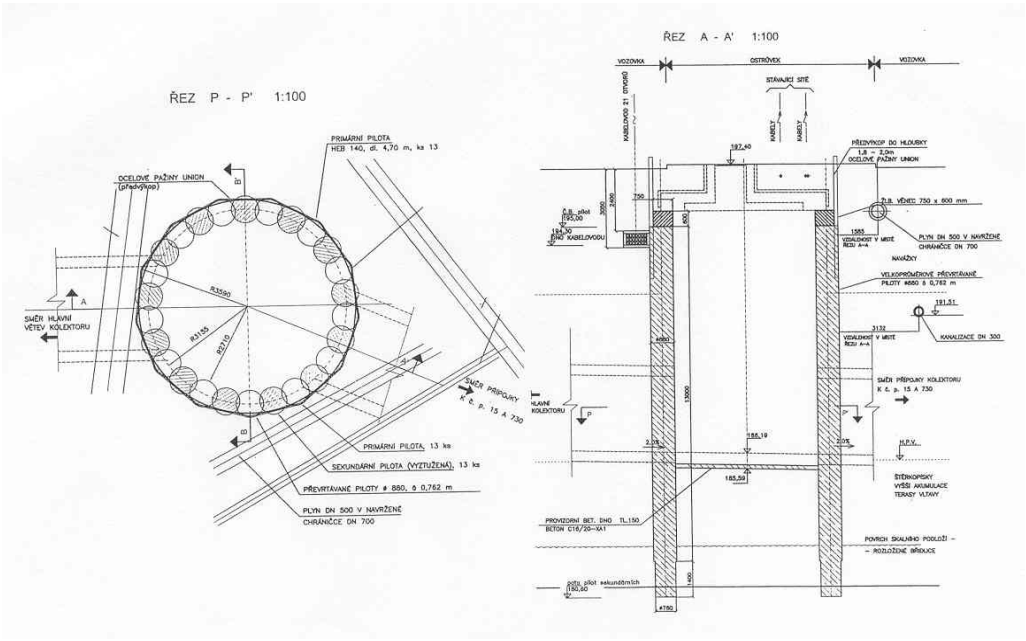
které se skládá z následujících prvků:

- ocelových pažin, které se zatloukají mírně šikmo před postupujícím výkopem a paží jej již v době hloubení,
- příslušných dřevěných, nebo spíše ocelových rámů, jež se stavějí s postupujícím výkopem v takových svislých roztečích, které jsou umožněny délkami hnaných pažin.

4.2.2 Roubení šachet

Za stavební šachtu se považuje svislé dílo půdorysné plochy přes 2,75 m^2 a teoreticky neomezené hloubky. Se vzrůstající hloubkou však ve smyslu příslušných báňských předpisů přibývá požadavků na výstroj šachty a tím i na její profil. Především je třeba oddělit těžní a lezní oddělení a v případě výskytu podzemní vody vytvořit i strojní oddělení pro čerpání vody a osvětlení. Mělké stavební, jakož i průzkumné šachty min. půdorysného rozměru 1,2 x 1,8 m lze pažit jak příložným, tak i zátažným pažením. Výjimečně lze použít i pažení hnaného. V souvislosti s výstavbou ražených štol nebo i kolektorů v městské zástavbě se hloubí stavební šachty větších půdorysných rozměrů, jež slouží jak pro dopravu materiálu do raženého díla, tak i pro nasazení stavebních mechanizmů potřebných pro tyto práce. Pro pažení těchto stavebních šachet se využívá většinou záporového pažení, mikrozáporových stěn a stěn pilotových. Společným problémem těchto konstrukcí bývá požadavek na co největší světlý příčný profil umožňující spouštění dostatečně veliké vany pro dopravu rubaniny a ostatního materiálu, jakož i stavebních mechanizmů. Tento požadavek komplikuje návrh roubené konstrukce, jež vyžaduje mohutně dimenzované převázky ve formě rámů bez vnitřních rozpěr. Ty lze navrhovat většinou pouze jako rohové, jež zkrátí délku vodorovného nosníku a umožní jeho dimenzování v přijatelných mezích.

S výhodou se pro tuto výstavbu využívá kruhových šachet z převrtávaných pilotových stěn, neboť jejich namáhání je příznivé z titulu roznosu radiálního vodorovného napětí, které se přenáší jako obvodová tlaková síla do pilot. Příklad takového konstrukce je na obr.1.10.



Obr.4.4 Pažení kruhové šachty z převrtávaných pilot

4.2.3 Roubení stavebních jam

Stavební jámy zvláště v městské zástavbě bývají vždy roubené, neboť pro svahování není dostatek místa a pozemky bývají drahé. Rovněž tak v extravilánech bývají stavební jámy, zvláště hluboké, roubeny, neboť to mnohdy vychází levněji a rychleji. V těchto případech je vždy na místě ekonomické srovnání. Roubení stavebních jam je buď dočasné, kdy přebírá pažící funkci pouze do doby výstavby suterenních částí stavby a následně je buď zlikvidováno, nebo zůstane v zemi např. jako ztracené bednění, avšak ztratí svoji původní funkci, kterou přebere konstrukce suterénu stavbu. Roubení stavebních jam však může být i trvalé, kdy jednak umožní výkop stavební jámy, jednak vytvoří definitivní konstrukci suterenních obvodových zdí, jež jsou schopny trvale přenášet příslušná zatížení. Druhý způsob je z hlediska vlastního roubení dražší, neboť použité konstrukce jsou trvalého charakteru, nicméně z hlediska celkové ceny může vyjít tato konstrukce hospodárněji. Rovněž je vhodné ekonomické srovnání.

Výstavba stavebních jam v městské zástavbě zahrnuje soubor specifických geotechnických problémů, na jejichž řešení se podílejí inženýrští geologové, projektanti – geotechnici a specializované firmy zabývající se speciálními metodami zakládání staveb, jež disponují osvědčenými i moderními technologiemi z tohoto oboru. Prudký rozvoj výstavby obchodních, prodejních i společenských center, jakož i podzemních garáží ve městech lze v České republice zaznamenat zvláště po r.1990, kdy např. v Praze došlo

k postupné a systematické zástavbě prakticky všech významnějších proluk a stavebních parcel v centru města. Za posledních asi 10 let bylo v Praze realizováno více než 40 stavebních jam s půdorysnou plochou 300 – 3000 m^2, s hloubkou od 6 do 18 m a to převážně v historické zástavbě, nebo v jejím těsném okolí. V ostatních velkých městech, jako je Brno, Ostrava, Olomouc, Plzeň, Hradec Králové apod., je tempo výstavby znatelně pomalejší a jedná se spíše o ojedinělé stavby většinou podzemních garáží v centru měst. Lze ovšem předpokládat, že postupně i zde dojde k zástavbě, která vyvolá potřebu realizace hlubokých stavebních jam.

V souvislosti s návrhem a realizací stavebních jam ve městech je třeba řešit zejména následující problémy:

a) v průběhu provádění průzkumných a přípravných prací:

- svízelné získávání údajů o stávající a historické zástavbě parcely, kdy archivní výkresová dokumentace často není k dispozici, nebo je nepřesná a nevěrohodná,
- je snaha investorů omezit průzkumné práce na minimum a od prováděcí firmy se vyžaduje převzetí rizika vyplývajícího z nedostatečného geotechnického průzkumu,
- úplná absence, nebo nedostatečné provedení stavebně – historického průzkumu, jež má za následek různá „překvapení“ v průběhu výstavby stavební jámy,
- snaha o minimalizaci pasportizace sousedních objektů, což má za následek nejasnosti v případě odpovědnosti dodavatele za eventuální následné poruchy na sousední zástavbě,
- snaha investora o maximální využití podzemních prostor na úkor tuhosti a bezpečnosti pažící konstrukce;

b) v průběhu projektování:

- navrhovat úsporné pažící konstrukce ve stísněných podmínkách,
- navrhovat podchytávání a zesilování stávající, vesměs cihelné, nebo smíšené zástavby mělce založené bez potřebného vodorovného ztužení,
- vyrovnat se s vlivem snižování hladiny podzemní vody na okolní zástavbu,
- vyrovnat se s vlivem vztlaku podzemní vody na podlahu suterénu,
- vyrovnat se s vlivem agresivity prostředí a podzemních vod,

- navrhovat vodotěsné pažící konstrukce,
- navrhnout úsporný a účinný monitorovací systém pro sledování deformací stavební jámy a sousední zástavby,
- respektovat orgány ochrany památek;

c) v průběhu realizace:

- poradit si s inženýrskými sítěmi, jejich průběh je často nejasný a jež jsou mnohdy ve špatném stavu,
- vypořádat se s vlivem dynamických účinků (zejména vibrací) na stávající zástavbu při realizaci prací speciálního zakládání staveb,
- řešit problematiku obtížné přístupnosti staveniš ť nacházejících se např. na dvorních parcelách a to nejen pro techniku zabezpečující pažení stavebních jam, ale i pro následující zemní práce,
- vyrovnat se s častým přerušováním prací vyplývajícím např. z dodatečného archeologického průzkumu.

Návrh konstrukce pažení stavebních jam závisí především na následujících faktorech:

- na inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech na staveništi, jež jsou zvláště v prostředí hlavního města Prahy velmi pestré a vesměs složité; na pevnostních a deformačních vlastnostech základové půdy, na charakteru navážky a násypů, na eventuální existenci stávajících, nebo i předpokládaných podzemních prostor na staveništi, nebo v jeho těsné blízkosti,
- na půdorysných rozměrech stavební jámy a možnostech přístupu pro stavební stroje a mechanizmy,
- na reliéfu terénu, na hloubce stavební jámy a na hloubce základových spár sousední zástavby,
- na charakteru a stavebním stavu sousední zástavby, na stupni prozkoumanosti této zástavby,
- na velikosti využitelného prostoru pro vytvoření pažící konstrukce,
- na požadavku na charakter této konstrukce (pouze pažící – dočasná, nebo trvalá),
- na požadavku na vodotěsnost pažící konstrukce, popř. požadavku na využití této konstrukce jako ztracené bednění, na požadavku na

rovinnost této konstrukce využité např. jako podklad pod svislou izolaci,

- na požadavku na likvidaci pažící konstrukce, nebo jejích prvků (zápor, pažin, kotev),
- na požadavku na tuhost pažící konstrukce s ohledem na přípustné její deformace a deformace vyvolané výkopem na sousední zástavbu.

V průběhu posledních asi 15 let se pro pažení stavebních jam v českých městech využívá především následujících prvků a metod:

- záporové pažení (kotvené i rozepřené, zcela výjimečně volně stojící), jež slouží vesměs jako ztracené bednění podél nezastavěného obvodu stavebních jam tam, kde pro jeho výstavbu lze využít stávající, nebo sousední parcelu. Využíváno je vesměs zápor vkládaných do vrtů a pode dnem stavební jámy zabetonovaných, dále dřevěných pažin, ocelových převázek a dočasných tyčových a pramencových kotev. Záporové pažení se provádí většinou bez pracovního prostoru, jeho povrch se opatřuje omítkou, jež slouží jako podklad pod svislou izolaci. Tam, kde je to nutné, využívá se ztracených hlav kotev, popřípadě zapuštěných převázek, jež umožní vytvoření hladkého líce pažení. Zcela výjimečně se záporové pažení provádí s pracovním prostorem, což umožní jeho kompletní likvidaci pro skončení jeho funkce,
- podzemní stěny většinou monolitické, sloužící vesměs jako stěny konstrukční v tl. 0,40 m, 0,60 m a výjimečně i 0,80 m, kotvené dočasnými i trvalými pramencovými kotvami. Pro výrobu podzemních stěn se využívá vesměs hydraulických drapáků, výjimečně pak hydrofréz. Byly vyvinuty detaily napojení základové desky i stropů do těchto podzemních stěn, jakož i těsnění jejich pracovních spár. Největší využití podzemních stěn je při výstavbě podzemních garáží, kde se jejich povrch neopatřuje žádnou další konstrukcí,
- pilotové stěny převrtávané. Využívají se poměrně zřídka, neboť jsou cenově méně výhodné než stěny podzemní. Jejich bezprostřední výhodou je relativně čistá technologie provádění bez využití pažící suspenze, nevýhodou pak větší možnost vzniku netěsností zvláště v komplikovaných geotechnických podmínkách, jež jsou např. pro Prahu zcela typické,
- mikrozáporové pažení – trvalá konstrukce, jež spolu se stříkaným betonem a kotvením vytváří prostorově úsporné svislé stěny stavebních

jam s hladkým povrchem, připravené pro svislou izolaci. Lze konstatovat, že zvláště v zástavbě historických proluk v Praze se jedná o typickou pažící konstrukci sloužící současně pro podchycení stávající, mělce založené sousední zástavby,

- trysková injektáž, především dvojfázová, ale též jednofázová, využívaná vesměs pro podchytávání stávajících stavebních konstrukcí mělčeji založených, dále pro vytváření vodotěsných stěn stavebních jam menšího rozsahu i pro těsnění dna stavebních jam. Často se prvky tryskové injektáže kombinují s mikrozáporovým pažením,
- hřebíkovaný svah se využívá jako dočasné pažení výkopu v nezastavěném terénu v základové půdě tvořené vesměs poloskalními horninami.

Statický výpočet pažících konstrukcí je základním předpokladem jejich hospodárného a současně bezpečného návrhu. Vychází se z teorie mezních stavů, přičemž rozhodující je vesměs mezní stav použitelnosti a to z hlediska přípustných deformací pažící konstrukce a okolní zástavby. Ve vlastním statickém výpočtu se posuzují následující návrhové situace:

- vliv jednotlivých stavebních stádií výstavby stavební jámy, tj. zvláště v případě kotvených, nebo rozpíraných stavebních jam podrobný výpočet deformací pro jednotlivá stavební stádia,
- vliv eventuálního kolísání hladiny podzemní vody,
- vliv případného proudového tlaku podzemní vody,
- vliv přitížení od sousední zástavby, provozu a změny zatížení na povrchu nebo v podzemí,
- vliv přitížení základové půdy z hlediska předpětí v kotvách,
- vliv dodatečných výkopů ve stavební jámě, nebo i za rubem pažící konstrukce.

Kromě toho je posuzována celkové stabilita pažící konstrukce a to jak vnitřní, tak i vnější.

Nedílnou součástí návrhu a výstavby pažících konstrukcí zvláště v městské zástavbě je jejich monitoring a to jak v průběhu jejich stavby, tak i po dobu jejich funkce. To je zvláště významné při využití observační návrhové metody pažících konstrukcí. Rozsah monitoringu je projektantem navržen ve stádiu přípravných a projekčních prací a to v závislosti na:

- geotechnických podmínkách na staveništi,
- rozsahu a hloubce stavební jámy,
- charakteru sousední zástavby, popřípadě sousedního provozu,
- tuhosti navržených pažících konstrukcí,
- charakteru pažících konstrukcí z hlediska doby jejich funkce (dočasné, trvalé).

Pro vlastní monitoring chování pažících konstrukcí se využívá zejména následujících metod:

- geodetické sledování svislých deformací – jde především o přesnou a velmi přesnou nivelaci pro sledování sedání předem vybraných a stabilizovaných bodů na sousední zástavbě, výjimečně i na pažících konstrukcích,
- geodetické sledování vodorovných deformací – využívá se přesných trigonometrických metod měření změny polohy předem určených bodů jak na pažících konstrukcích, tak i na stávající zástavbě,
- inklinometrická měření, jež spočívají v měření změny polohy bodů umístěných na iklinometrických tyčích zabudovaných vesměs do svislých prvků pažení (do zápor, do pilot, do pozemních stěn),
- měření velikosti sil zvláště v kotvách, ale i rozpěrách pomocí dynamometrů s elektronickými čidly. Dynamometry bývají osazovány zejména na trvalých kotvách,
- piezometrických měření hladin podzemní vody resp. jejího kolísání v průběhu výstavby a funkce pažících konstrukcí,
- tenzometrická měření poměrných deformací pro stanovení velikosti napětí v příslušném průřezu se využívají výjimečně.

Veškeré výsledky měření jsou průběžně a často i automaticky zaznamenávány a slouží jako podklad nejen pro eventuální zásahy do změn návrhu a provádění pažících konstrukcí, ale též pro případné spory o náhradě škod na sousední zástavbě.

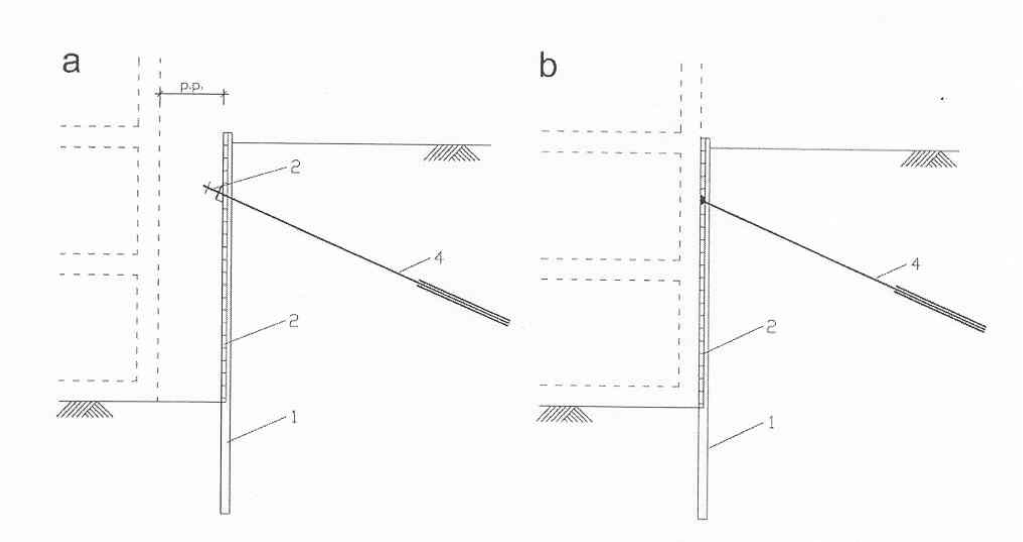
4.2.3.1 Záporové pažení

Záporové pažení náleží mezi nejvíce používané metody zajištění dočasných svislých výkopů stavebních jam a hlubokých rýh. Je známo již přes 100 let a v průběhu této doby zaznamenalo mnoho variant, i když princip zůstává stejný. Záporové pažení (obr. 4.5) se skládá z následujících prvků:

- zápor (obyčejně ocelových nosníků I, H, 2xU), což jsou svislé nosné prvky,
- pažin (většinou dřevěných hranolů, výjimečně i fošen, polštářů, kuláčů, ocelových pažin typu Union, betonových prefabrikátů a stříkaného betonu s výztužnou sítí),
- stabilizačních prvků, což jsou buď rozpěry (šikmé i vodorovné, většinou ocelové, výjimečně dřevěné), nebo dočasné kotvy (tyčové, či pramencové),
- převázek, jež umožňují ekonomické uspořádání stabilizačních prvků, tj. rozpěr či kotev,
- event. dalších prvků či úprav, což může být rubové odvodnění, či úprava povrchu pažení.

Záporové pažení je ve své klasické (popisované) podobě je vždy konstrukce dočasná, neboť jeho životnost je omezená. Obyčejně je životnost pažení dána životností dočasných kotev, což jsou 2 roky. To ovšem neznamená, že záporové pažení musí být po skončení své životnosti odstraněno. V zásadě rozeznáváme 2 případy:

- záporové pažení s pracovním prostorem (obr.4.5.a), které bývá od stavby realizované v zapažené jámě či rýze dostatečně odsazeno (min. prac. prostor je 0,60 m) a po skončení své funkce bývá odstraněno, přičemž většinu jeho prvků lze použít opakovaně,
- záporové pažení použité jako ztracené bednění (obr.4.5.b), jež je tedy naopak přisazeno k rubu suterénní části stavby; zde bývá požadavek na rovinnost pažení bez jakýchkoliv výstupků tak, aby jeho povrch mohl sloužit např. jako podklad pro svislou izolaci. Toto pažení obyčejně zůstává v zemi (až na horní část, která bývá do hl. asi 1,5 m dodatečně odstraněna z rýhy hloubené vně již vybudované stavby).

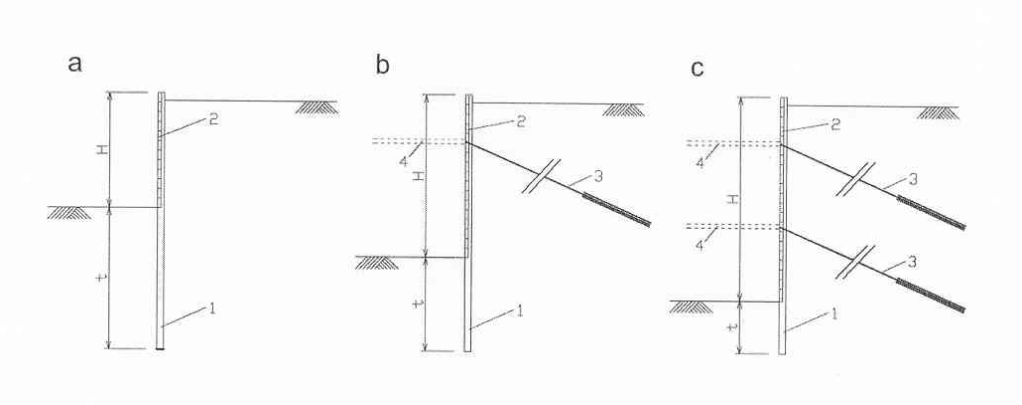


Obr.4.5 Schéma záporového pažení: a - pažení s pracovním prostorem, b - pažení bez pracovního prostoru; 1-zápora, 2-pažiny, 3-předsazená převázka, 4-kotva, 5-skrytá (utopená) převázka, 6-event. povrchová úprava pažin (omítka apod.), p.p.-pracovní prostor

Vlastní záporové pažení se realizuje jako:

- volně stojící (nekotvené, nerozepřené), obr.4.6.a, pokud jeho volná výška je dostatečně malá (asi do 3,5 – 4,0 m) a pokud nehrozí nebezpečí z jeho deformací na okolní zástavbu,
- jednonásobně rozepřené, či kotvené (v jedné úrovni), obr.4.6.b, při volné výšce pažení od cca 3,5 do 7,0 m,
- vícenásobně rozepřené či kotvené (ve více úrovních), obr.4.6.c ; s ohledem na relativně malou tuhost záporového pažení se nedoporučuje kotvení či rozpírání ve více, jak 3 úrovních, což odpovídá volné výšce do asi 12,0 m. Pokud je třeba pažit vyšší výkopy, doporučuje se odstupňované pažení s bermami.

Vlastní provádění záporového pažení vyžaduje jistou zručnost a přesnost. Zápory se navrhují obyčejně v osové vzdálenosti od 1,0 do 3,0 m, přičemž zcela nejtypičtější jsou osové vzdálenosti kolem 2,0 m. Ty lze poměrně snadno optimalizovat podle cenového kritéria. Používá se profilů I č.300 – 400, HEB č.240 – 340 a dvojice U profilů č.260 – 300, jejichž výhody jsou níže popsány. V tomto případě se oba U profily obrácené k sobě stojinami ve vzdálenosti 120 – 200 mm spojují oboustranně navařenou pásovinou 100/10 po asi 2,0 m. Ocelové nosníky slabších průřezů se používají pro mikrozáporové pažení, jež je popsáno v následující kapitole. V tabulce 4.1 jsou uvedeny potřebné charakteristiky ocelových profilů používaných pro zápory.



Obr.4.6 Druhy záporového pažení, a. volně stojící, b. jednonásobně kotvené, či rozepřené, c. vícenásobně kotvené či rozepřené; H-volná výška, t-vetknutí zápor pode dno jámy, 1-zápora, 2-pažiny, 3-kotva, 4-rozpěra

Zápory (s výjimkou dvojic U nosníků) lze beranit či vibrovat a to ve vhodných základových půdách, kde je tato technologie reálná. Současně je třeba dbát na měření dynamických účinků při této práci tak, aby nedošlo k poškození či ovlivnění sousední zástavby. Na městských staveništích se však zápory vesměs vkládají do vrtů. Jejich průměr se volí podle použitých zápor od 400 do 650 mm, nejtypičtější jsou průměry vrtů 630 mm, které umožňují jistý posun zápor při jejich osazování za účelem dosažení přesné polohy. Zápory se obyčejně osazují jeřábem, po vycentrování se opřou o dno vrtu a u jeho ústí se poloha zajistí klíny, či jiným vhodným způsobem. Vetknutá část zápor, jež by neměla být kratší než 1,5 m (bez ohledu na statické posouzení), bývá ve vrtu stabilizována hubeným betonem (B5, B10, cementovou či vápennou stabilizací, nebo pouze mokrým pískem. Je třeba uvědomit si, že průměr vrtu, jakož i způsob stabilizace vrtu pode dnem budoucího výkopu má vliv na velikost zemního tlaku v této oblasti a tudíž i na výsledky výpočtu pažení (viz kapitola 1.4). Vrt v části nade dnem jámy se obyčejně volně zasype vyvrtanou zeminou, z níž je separována velmi hrubá frakce (přes 60 mm). Záporové pažení velkých stavebních jam či rýh se obyčejně provádí proudově, tzn., že jedna (či více) osádka (dek) realizuje postupně zápory a po krátké prodlevě druhá četa provádí pažení. Zde je vždy potřebná součinnost mezi osádkou provádějící výdřevu a obsluhou zemního stroje, který jámu hloubí. Je třeba, aby se zabránilo nadměrnému těžení zeminy za záporami, na straně druhé je snahou omezit ruční dokopávky na minimum. Po provedení výkopu na vhodnou hloubku, jež závisí především na charakteru základové půdy se ihned osazuje výdřeva. V zásadě se vždy dřeví za příruby zápor, přičemž v horní etáži se pažiny zasouvají shora. Délka zasunutí pažiny za přírubu zápory by měla být nejméně 1/5 šířky příruby. Ihned po osazení jedné či několika pažin

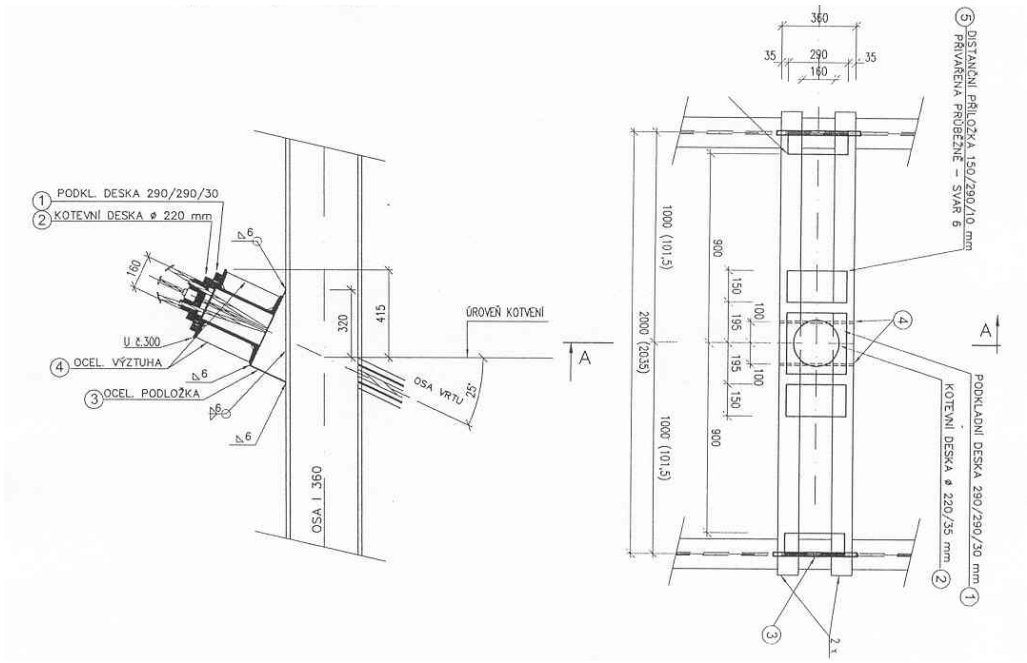
se prostor za rubem pažin zasype vhodnou zeminou, nejlépe hlinitým pískem a ručně (palicí) se zhutní ve vrstvách tloušťky do 0,1 m). Této pracovní fázi je třeba věnovat mimořádnou pozornost, neboť významně rozhoduje o následném chování záporového pažení. V následující fázi se buď podle navrženého pažení realizují stabilizační prvky (rozpěry, kotvy a převázky – v případě rozepřeného či kotveného pažení), nebo se pokračuje s výdřevou (v případě pažení volně stojícího) a výdřeva pažení stabilizovaného se provádí po příslušné stabilizaci. Výdřevu následujících fází pažení již nelze zasouvat shora, musí být ukládána z líce pažení, což znamená, že úprava její délky musí být prováděna na místě. Opět je krajně důležité zaplňování prostoru za rubem výdřevy vhodnou zhutněnou zeminou. Toho nelze pochopitelně docílit v případě poslední pažiny, kdy není místo pro zasypání. Je však třeba snažit se o minimalizaci takto vzniklých "kaveren" za rubem pažení. Výdřeva se v případě pažení s pracovním prostorem klínuje pomocí dřevěných klínů proti přírubám zápor, čímž se zemina za rubem pažení aktivuje a deformace pažící stěny se minimalizují. Doporučuje se nakonec zajistit klíny pomocí svislých latí, jež jsou na povrch pažení přibity. Klíny se nepoužívají v případě pažení, jež slouží jako ztracené bednění. Zde bývá naopak požadavek na zcela rovný líc pažení, jehož povrch se často opatřuje i omítkou se zednickou úpravou povrchu. Pažiny v tomto případě jsou vždy hraněné (hranoly tl. 60 – 120 mm, výjimečně i fošny tl. nejméně 60 mm – dle statického posouzení). V ostatních případech není požadavek na rovinnost povrchu pažení až tak přísný a lze použít i nehraněné pažiny, jako jsou polštáře, či dokonce kuláče. V tomto případě je třeba správně stanovit jejich průměr, neboť minimální tloušťka výdřevy bývá ve statickém posudku udána pro obdélníkový průřez, resp. pro průřez šířky 1,0 m.

Stabilizační prvky jsou buď rozpěry, nebo kotvy. Rozpěry lze výjimečně navrhovat jako šikmé, opřené patou např. o vybudovaný základ, nebo vodorovné, kdy v nepříliš širokých jámách či rýhách jde o vzájemné rozepření. Rozpěry nebývají předepnuty, musí být však alespoň aktivovány. S tím je třeba počítat při stanovení deformací pažící konstrukce. Nerozepírá se pochopitelně každá zápora, nýbrž se navrhují ocelové převázky a zápory ve větších roztečích. Typický je návrh převázek vždy ob 2 zápory a rozpěr také. Tím se vyhneme problémům při podkládání převázek z titulu nepřesného osazení zápor. To je rovněž zcela typické pro případ kotvení, jež se navrhuje v širokých stavebních jámách, kde je požadavek na volný prostor v jámě. Převázky nevadí v případě pažení s pracovním prostorem, který sice místně zužují, to však bývá přípustné. Používá se tzv. předsazených převázek

obyčejně z dvojic U profilů (2x U č.240 – 300), v případě potřeby i z dvojic I profilů. Převázky se vhodně natáčejí podle sklonu kotvy, či rozepření (obr.4.7) a osazují se na kozlíky z plechu tl. 10 – 20 mm přivařených k záporám.

Tabulka 4.1 Průřezové charakteristiky ocelových nosníků používaných jako zápory

Průřez	H /mm/	B /mm/	Hmotnost /kg/m/	A /mm^2/	I_x /mm^4/	W_x /mm^3/	i_x /mm/
I 300	300	125	54,2	6,91	98,0	653,0	119
I 320	320	131	61,1	7,78	125,1	782,0	127
I 340	340	137	68,1	8,68	157,0	923,0	135
I 360	360	143	76,2	9,71	196,1	1 090,0	142
I 400	400	155	92,6	11,80	292,1	1 460,0	157
HE 240B	240	240	83,2	10,6	113,0	938,0	103
HE 260B	260	260	93,0	11,8	149,0	1 150,0	112
HE 280B	280	280	103,0	13,1	193,0	1 380,0	121
HE 300B	300	300	117,0	14,9	252,0	1 680,0	130
HE 320B	320	300	127,0	16,1	308,0	1 930,0	138
HE 340B	340	300	134,0	17,1	367,0	2 160,0	146
2xU 260	260	901)	75,8	9,66	96,4	742,0	99,9
2xU 300	300	1001)	92,4	11,76	160,6	1 070,0	117,0
násobitel	-	-	-	10^3	10^6	10^3	-
[1)] šířka pouze jedné příruby							



Obr.4.7 Detail předsazené kotevní převázky

V případě záporového pažení bez pracovního prostoru nebývá návrh předsazených převázek přijatelný, pokud se nepodaří umístit je vhodně tak, aby postupně budovaná stavba převzala vodorovné síly pomocí příslušných stropů a převázky mohly být (postupně od spodu likvidovány po deaktivaci kotev). To však bývá pouze výjimečně možné a nezbývá než použit jiné řešení:

- zápory z dvojic U profilů, kde lze kotvy umístit mezi stojiny a hlavy kotev "zapustit" tak, aby nevyčnívaly; znamená to však pochopitelně kotvit každou záporu,
- navrhnout tzv. "zapuštěné převázky" umístěné mezi stojiny zápor. Ty se však obtížně montují. Někdy se s jistou výhodou používá zesílených profilů Larsen IIIn.

Záporové pažení s pracovním prostorem lze po skončení své funkce zlikvidovat. Pracovní postup je následující:

- po položení obvodové drenáže mezi stavbou a pažením se vyrabují pažiny na výšku kolem 1,0 m a prostor mezi stavbou a základovou půdou se zasype vhodnou zeminou, která se po vrstvách hutní,
- takto se postupuje až k úrovni převázky, popř. až k povrchu pažení,
- pokud je pažení kotvené přes převázku, kotva se deaktivuje a převázka se demontuje a vytáhne (kotva se v zemi ponechá),
- po likvidaci všech pažin a zásypu rýhy na celou výšku se zápory vytáhnou; používá se při tom speciálního zařízení na principu

obráceného beranu, kterým se zápora uvolní a povytáhne, návazně se použije mobilního jeřábu.

V některých případech vzniká problém s "ponechanými" kotvami v zemi. Jde vesměs o problém umělý, nemající nic společného s technickou stránkou věci, neboť dočasné kotvy v zemi nepředstavují prakticky žádnou překážku i pro následnou výstavbu.

4.2.3.2 Pilotové stěny

Pilotové stěny představují vesměs trvalou pažící konstrukci, nebo konstrukci zárubních zdí. Jsou tvořeny zpravidla jednou řadou pravidelně, výjimečně i nepravidelně rozmístěných vrtaných pilot, jež jsou namáhány na ohyb, resp. mimostředný tlak. Přesto, že kruhový železobetonový průřez je nejméně výhodným tvarem pro ohybové namáhání, je rozšíření pilotových stěn značné. To je dáno především těmito důvody:

- vrtání je poměrně progresivní a účinná technologie,
- jsou k dispozici výkonné stroje,
- vrty se paží vesměs ocelovými (spojovatelnými) pažnicemi, přičemž odpadá problém s pažící suspenzí,
- pilotové stěny lze velmi dobře tvarově přizpůsobit požadavkům stavby.

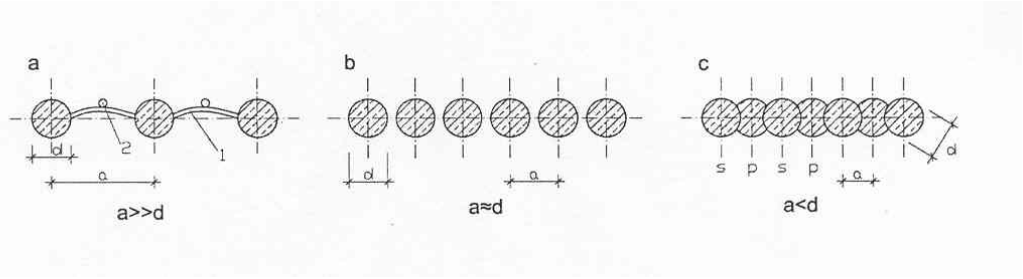
Pilotové stěny v mnoha případech plní dvojí účel (např. pažící a konstrukční, nebo konstrukční a sanační), což je dáno tou skutečností, že se jedná vesměs o konstrukce trvalé. Pilotové stěny se konstruují pouze z pilot typu "replacement", tj. z pilot vrtaných, ostatní typy pilot (displacement) se pro tyto konstrukce nehodí. V závislosti na vzájemné osové vzdálenosti pilot a s ohledem na jejich průměr d rozeznáváme:

a) pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot ($a > d$), obr.4.8.a,
b) pilotové stěny tangenciální ($a \sim d$), obr.4.8.b,
c) pilotové stěny převrtávané ($a < d$), obr.4.8.c.

Podle volné výšky rozeznáváme pilotové stěny:

- volně stojící (nekotvené, nerozepřené),
- kotvené (výjimečně i rozepřené) v jedné, či více úrovních.

Provádění pilotových stěn, jakož i kontrola a supervize nad jejich prováděním se řídí ustanovením evropské normy ČSN EN 1536: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty.



Obr.4.8 Příklady pilotových stěn: a – s velkou osovou vzdáleností pilot, b – tangenciální pilotová stěna, c – převrtávaná pilotová stěna, p – primární pilota, s – sekundární pilota, 1 – stříkaný beton, 2 – odvodnění

Volně stojící pilotové stěny lze navrhovat pro volnou výšku H < 5 – 6 m, přičemž pochopitelně s rostoucí výškou H roste jak vodorovná deformace těchto stěn, tak i požadavek na hloubku jejich vetknutí pode dno výkopu. Pro větší volné výšky se pilotové stěny kotví.

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot jsou typickou trvalou konstrukcí zárubních zdí v případě silničních a železničních odřezů nebo rýh v soudržných zeminách, nebo i poloskalních horninách. Mezery mezi pilotami, jež se volí v šířce (0,5 – 1,0).d, výjimečně i větší, jsou vyplněny plochými klenbičkami z vyztuženého stříkaného betonu s odvodněním jeho rubu. To se realizuje pomocí perforovaných ohebných PE hadic. Pro jejich kotvení se využívá vesměs železobetonových převázek a to jak hlavových (trám v hlavách pilot), tak i předsazených (v jedné, či více úrovních pod hlavami pilot). Převázky jsou vždy průběžné, nicméně dilatované na úseky délky asi do 20 m. Výhodou těchto převázek je jejich značná a volitelná tuhost, jež dovolí šetřit na kotvách, nevýhodou relativně komplikovaná stavba a zdržení z titulu jejich zrání). Hlavové převázky jsou s pilotami spojeny výztuží vyčnívající z hlav pilot, předsazené převázky je třeba s pilotami řádně spojit. Kotvy bývají v obou případech umístěny v nikách vytvořených v převázkách s kontaktní plochou kolmou na směr a sklon kotev. Takto navrhované pilotové stěny se buď ponechávají v popsaném tvaru, nebo se opatřují pohledovou konstrukcí budovanou většinou z žb. prefabrikátů, nebo i umělých hmot.

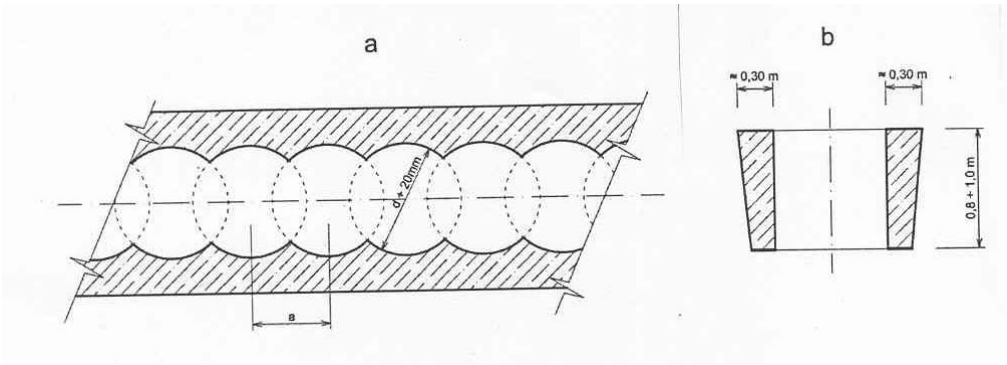
Tangenciální pilotové stěny se navrhují zřídka. Jejich hlavní výhodou je ta skutečnost, že není třeba budovat předsazené převázky, neboť kotvy lze umístit do mezer vždy mezi dvojice pilot. Pochopitelně každá pilota je vyztužená a stěna není vodotěsná. Lze ji opatřit povrchovou úpravou např. ze stříkaného betonu.

Převrtávané pilotové stěny představují velice rozšířenou konstrukci průběžných (vodotěsných) stěn, jež značně konkurují průběžným stěnám

podzemním a to zvláště z toho důvodu, že při jejich výrobě odpadá nutnost pažení pomocí pažící suspenze. Stěna se skládá z pilot primárních, jež se realizují s jistým časovým předstihem a vyplněny jsou prostým (nevyztuženým) betonem. Tyto primární piloty nejsou nosné z hlediska ohybových namáhání a nemusí zasahovat na vypočtenou hloubku pode dno stavební jámy. Jejich hlavní funkcí je těsnění, resp. pomoc při vytvoření souvislé stěny. Po jisté časové prodlevě, je-li beton primárních pilot již tuhý (nikoliv však tvrdý), tedy, je-li pevnost betonu dostatečná, nikoliv však taková, aby tvořila překážku pro převrtání, přistupuje se k realizaci pilot sekundárních. Výsledná osová vzdálenost převrtávaných pilot v řadě a závisí na jejich průměru d, volné výšce stěny H a na geotechnických poměrech na staveništi a bývá kolem 0,8.d. Tak např. pro vrtané piloty prof.630 mm je typická vzdálenost a = 500 mm, pro d = 750 mm pak a = 600 mm a pro d = 880 mm a = 700 – 740 mm. Sekundární piloty jsou nosné, železobetonové a jsou vetknuty na vypočtenou délku pode dno stavební jámy nebo výkopu. Při provádění převrtávané pilotové stěny je třeba dodržet polohu i svislost pilot tak, aby výsledná stěna byla souvislá. Za tím účelem se na úrovni pracovní plošiny připraví šablona pro piloty, jež nahrazuje vodící zídky v případě podzemních stěn, její zhotovení je však komplikovanější. Vodící šablona by měla mít výšku nejméně 0,80 m a měla by co nejvěrněji kopírovat půdorys převrtávaných pilot. Do připravené rýhy šířky větší o cca 0,5 – 0,6 m než je průměr pilot se přesně osadí svařenec z ocelových trub a segmentů, které se potáhnou pryží tl. 10 mm. Průměr otvorů je o 20 mm větší, než je průměr příslušné pažnice při provádění pilot. Takto připravená šablona se obetonuje betonem kvality nejméně C16/20, popř. se do boků vloží výztuž ve formě svařované sítě (obr.4.9). Po zatvrdnutí betonu šablony se provádí vrty pro piloty, které se vrtají pomocí spojovatelé pažnice, jež se do zeminy rotuje buď pomocí teleskopu, nebo i pomocí dopažovacího zařízení. Z pažnic se zemina vybírá příslušným nástrojem (šapou, spirálem), přičemž se pata pažnice nepodvrtává. Tuhost spojovatelných pažnic (tl. 40 mm) zajišťuje spolu s vodící šablonou polohu i svislost jednotlivých pilot s pilotové stěny jako celku. Jedná se však o práci náročnou jak na technologii provádění, tak i na organizaci, neboť beton primárních pilot tuhne a tvrdne bez ohledu na event. překážky a přerušení, což může vést ke komplikacím.

Pokud je třeba převrtávanou pilotovou stěnu kotvit, využívá se k tomu primárních pilot, skrz něž se provádějí vrty pro kotvy a do nichž se přímo osazují kotevní hlavy. Výhodou je, že odpadnou převázky, nevýhodou pak jasně stanovený počet kotev, které nemusí být ekonomicky využité.

Převrtávané pilotové stěny se všeobecně považují za konstrukce vodotěsné, jež jsou schopny být namáhány hydrostatickým tlakem. Pokud jsou piloty vetknuty do nepropustného podloží, lze tuto pilotovou stěnu považovat za těsnící konstrukci. Převrtávané pilotové stěny se kromě běžného využití ve formě trvalých konstrukcí suterénu staveb různých půdorysných tvarů využívají s výhodou pro vytváření trvalého pažení kruhových šachet. Pomocí převrtávaných pilot lze vytvořit prakticky dokonalý kruh o průměru i kolem 5 – 6 m, což je zcela minimální průměr např. pro těžní šachty kolektorů apod. Statická výhoda je jasná – radiální vodorovné napětí p v hloubce z vyvolá pouze normálovou sílu v pilotách (N = p.R, kde R je poloměr kruhové šachty) a není třeba zvláštních podpor. Je ovšem nutné kontrolovat velikost tlaku v betonu pilot tak, aby nedošlo k příčným tahům v betonu primárních (nevyztužených) pilot a to s ohledem na velikost kontaktní plochy převrtané pilot při zohlednění tolerancí ve sklonu pilot a jejich půdorysném umístění.



Obr.4.9 Vodící šablona pro převrtávanou pilotovou stěnu: a – půdorys, b - řez

4.2.3.3 Podzemní stěny

Podzemní, nebo též Milánské stěny (podle města, kde byly prvně a hojně využity pro výstavbu podzemní dráhy) jsou liniové konstrukce trvalého zajištění vesměs svislých výkopů stavebních jam a rýh. Z hlediska účelu se dělí na podzemní stěny:

- těsnící,
- pažící,
- konstrukční.

Těsnící podzemní stěny mají vytvořit souvislou stěnu zabraňující průsaku vody pod vodním dílem, přítoku vody do stavební jámy a infiltraci vody z řeky na přilehlé území. Často se využívají při ochraně životního prostředí, kde zabraňují kontaminaci do širšího okolí a to v případě různých (chemických) skládek, na území chemických provozů, letišť, skladů

pohonných hmot apod. Výplň těsnících podzemních stěn je tvořena materiálem, jež je především dostatečně vodotěsný, jde tedy vesměs o jílocementovou suspenzi různého složení, výjimečně i o prostý beton. Tyto stěny nejsou obnažené, tudíž nejsou namáhány ohybem a požadavek na pevnost výplně není významný. Zhusta se k jejich výrobě používá tzv. samotvrdnoucí suspenze, která plní dvojí účel:

- v průběhu těžby paží rýhu,
- následně v rýze zůstává a po čase ztuhne a získá požadované vlastnosti, což je především vodotěsnost daná příslušnou velikostí koeficientu filtrace k /m.s-1/ a též příslušná velikost pevnosti (v prostém tlaku) σf /MPa/.

Podzemní stěny navržené čistě k pažícím účelům (jako dočasné) se dnes již prakticky nepoužívají, neboť jejich železobetonová výplň je schopna i dlouhodobě odolávat vnějšímu zatížení. Proto se v současné době využívá železobetonových podzemních stěn konstrukčních, jež tedy plní dvojí účel:

- v průběhu výstavby stavební jámy či rýhy paží její svislé stěny,
- vytvářejí zároveň definitivní obvodové stěny suterénu a to často bez jakékoliv významné úpravy dané např. přibetonováním.

Železobetonové (betonové) podzemní stěny konstrukční se dle charakteru výplně dělí dále na:

- monolitické, na místě betonované, kde výplň tvoří transportbeton, kterým se betonuje vesměs pod pažící suspenzi,
- prefabrikované, kde jejich výplň tvoří napřed vyrobené železobetonové prefabrikáty, jež jsou osazovány do rýh vyplněných většinou samotvrdnoucí suspenzí.

Monolitické podzemní stěny převažují, neboť jsou levnější a rychlejší. Jistou nevýhodou je samozřejmě nerovný povrch po odtěžení, neboť se v podstatě jedná o odlitek rýhy vytvořené v základové půdě. Proto se v případě konstrukčních podzemních stěn vyžaduje často úprava jejich povrchu, která se provádí buď frézováním (pomocí speciálních rotačních fréz), nebo naopak stříkaným betonem, resp. kombinací obou technologií. Podzemní stěny představují vodotěsné konstrukce schopné odolávat hydrostatickému tlaku. Za tím účelem se jednotlivé lamely podzemních stěn navzájem těsní pomocí umělohmotného těsnění (tzv. "water-stop"), která se osazují do koutových pažnic a to buď v jedné, či dvou vrstvách. V současné době se pro výrobu

podzemních stěn využívá v podstatě 2 následujících technologií daných využitím příslušných strojních zařízení:

- hydraulické drapáky (vedené, resp. i řiditelné),
- hydrofrézy.

Provádění podzemních stěn, jakož i kontrola nad prováděním a příslušná supervize jsou stanoveny evropskou normou ČSN EN 1538: Provádění speciálních geotechnických prací – Podzemní stěny. Stručný technologický postup je následující:

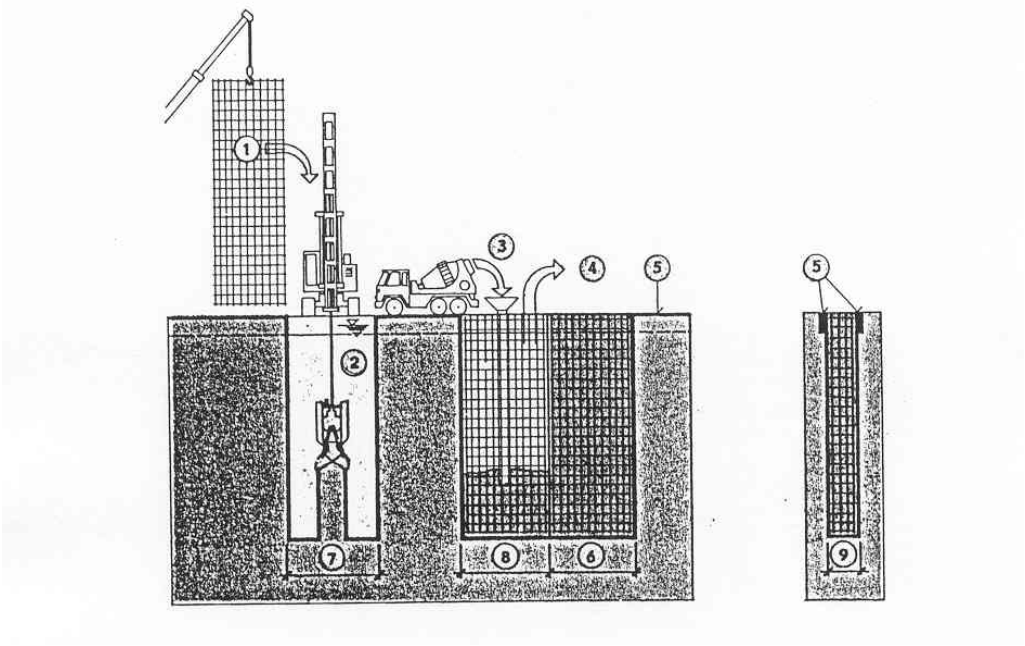
- přípravné práce, jež spočívají ve vytvoření dostatečně únosné pracovní plošiny a vodících zídek, jež jsou betonové, oboustranné, obyčejně slabě vyztužené svařovanými sítěmi, jejich hloubka je nejméně 0,80 m , typicky pak 1,0 – 1,5 m a tloušťka 0,2 – 0,3 m. Vnitřní světlost je o 50 – 100 mm větší, než je šířka příslušného drapáku či frézy. Takto provedené zídky se na určitou vzdálenost zahradí a napustí pažící suspenzí, v ostatních místech se buď rozepřou kulatinou, či zasypou zeminou,
- zahájí se těžba; typické tloušťky podzemních stěn jsou 400, 600, 800 a 1000 mm, přičemž tloušťka 400 mm je zcela hraniční z titulu možností betonáže sypákovými rourami a tl. 1000 mm, (popřípadě i větší) je využita výjimečně. V případě hydraulických drapáků je jejich délka 2,50 m a hloubí se lamely buď jednozáběrové (stále primární), nebo trojzáběrové (2 primární a jedna sekundární, jež odstraní hrázky vytvořenou po hloubení dvou jednozáběrových lamel. V případě fréz se provádějí většinou jednozáběrové lamely šířky 2–3 m,
- po vyhloubení příslušné lamely se rýha vyčistí od napadané zeminy a zkontroluje se kvalita pažící suspenze. Osadí se koutové pažnice. Ty jsou výjimečně tvořeny ocelovými troubami příslušného průměru (rovného tloušťce lamely), nebo spíše plochými průřezy s navlečenými water-stopy,
- osadí se výztuž podzemní stěny ve formě armokoše. Ten se skládá z podélných a příčných nosných prutů, ale i ze spojovací a diagonální výztuže, jež zajišťuje tuhost armokoše. Armokoš se osazuje, pokud je to možné, zásadně vcelku, spojování armokošů je komplikované. Armokoše jsou vybaveny distančními kolečkami (betonovými, plastovými) za účelem dodržení předepsaného krytí výztuže,
- neprodleně (max. do 2 hodin po přečištění pažící suspenze) se zahájí

betonáž. Betonuje se pomocí sypákových rour pod suspenzi. Při šířce lamely 2,5 m se použije 1 sypáková roura, pro 3-záběrovou lamelu šířky 6,5 m se použijí nejméně 2 sypákové roury. Betonuje se transportbetonem, kde požadavky na kvalitu betonu jsou dány jednak ČSN EN 1538 a jednak ČSN EN 206-1. V zásadě se jedná o zpracovatelný beton s min. obsahem 375 kg cementu na 1 m3. V průběhu betonáže se sleduje plynulost stoupání jeho hladiny v betonované lamele (olovnicí) a pažící suspenze se odčerpává, přečišťuje a skladuje pro event. nové použití. Poslední vrstva suspenze, jež přišla do bezprostředního styku s betonem se likviduje,

- hlavy podzemních stěn se obyčejně přebetonují, pokud jsou v úrovni pracovní plošiny, beton se nechá přelít a odstraní se. Po jisté době, když dojde k zatuhnutí betonu se koutové pažnice vytahují,
- v případě podzemních stěn prováděných hydrofrézou se koutové pažnice nepoužívají a lamely se přefrézují po částečně zatvrdlém betonu.

Technologický postup výroby monolitické podzemní stěny je schématicky znázorněn na obr.4.10.

Prefabrikované podzemní stěny se navrhují pro trvalé konstrukce zárubních zdí, popř. i hloubených tunelů. Jejich výhoda spočívá v dokonalé pohledové úpravě lícní plochy a možnostech dosažení naprosto přesné polohy jednotlivých panelů. Nevýhoda je dána relativně vysokou cenou, jež souvisí s výrobou a zejména transportem těchto panelů. Vlastní rozměry panelů jsou dány nejen statickým posouzením, ale též jejich hmotností, jež souvisí s použitými zvedacími mechanizmy na stavbě. Zvláštnost technologického postupu prefabrikovaných podzemních stěn spočívá v tom, že se hloubí rýha o šířce obyčejně o 200 – 300 mm širší, než jsou panely. Ta se hloubí pomocí jednozáběrových, či trojzáběrových lamel, které se paží obyčejně samotvrdnoucí suspenzí, která na rozdíl od suspenze použité pro stěny těsnící má jistý časový nárůst pevnosti, jež bývá větší než v případě stěn těsnících (na úkor např. vodotěsnosti). Do vyčištěné rýhy pod suspenzí se vkládají železobetonové panely a kontroluje se jejich poloha i svislost. Panely se neopírají o dno rýhy, vyvěšují se pomocí vodících zídek. Jistý problém spočívá v napojování jednotlivých panelů. Bylo vytvořeno několik systémů tohoto napojování.



Obr.4.10 Schéma technologie provádění monolitických podzemních stěn: 1-armokoš, 2-jílová pažící suspenze, 3-betonáž, 4-odčerpávání pažící suspenze, 5-vodící zídky, 6-vybetonovaná lamela, 7-hloubení úseku – trojzáběrové lamely, 8-betonáž lamely, 9-tloušťka podzemní stěny

4.2.4 Roubené výkopy – návrh a posouzení

4.2.4.1 Zatížení pažících konstrukcí

Pro návrh pažících konstrukcí platí ustanovení ČSN 73 0031 Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových půd: Základní ustanovení pro výpočet, jakož i ČSN 73 0033 Stavební konstrukce a základy: Základní ustanovení pro zatížení. Podle těchto norem se konstrukce speciálního zakládání staveb dimenzují pravděpodobnostní metodou mezních stavů. To je ostatně v souladu s evropskou normou ČSN EN 1997-1: 2004 Navrhování geotechnických konstrukcí , část 1 – Obecná pravidla.

Pažící konstrukce jsou jak dočasné, tak i trvalé. Za dočasné pokládáme ty, jejichž skutečná funkčnost je ohraničena dobou 2 let přesto, že to automaticky neznamená, že po 2 letech zkolabují. Přesto však po skončení této doby se na jejich funkci nevztahuje záruka, což bývá výslovně uvedeno jednak v realizační projektové dokumentaci a jednak v příslušné Smlouvě o dílo. Trvalé pažící konstrukce mají obdobnou dobu životnosti jako kterékoliv stavební konstrukce. Dočasnost či trvalost pažící konstrukce je často dána i jejím druhem, kdy např. záporové pažení je typickou konstrukcí dočasnou, rovněž tak pažení mikrozáporové, jež, přesto, že zůstává trvale v zemi, nebývá navrhováno pro trvalý přenos zatížení. Naopak pilotové stěny a zejména pak

stěny podzemní bývají v současné době navrhovány jako konstrukce trvalé, což se projevuje zejména při návrhu trvalého kotvení. V případě štětových stěn jsou obě alternativy přijatelné.

Při návrhu pažících konstrukcí se využívá jejich posouzení metodou statického výpočtu. Přitom je třeba vytvořit výpočetní model – statické schéma pro výpočet. Do něj se potom zavede zatížení, jež se v případě pažících konstrukcí skládá z následujících komponentů:

a) zemní tlaky,

b) přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení,

c) vlivy podzemní a event. i volné vody,

d) další vnější zatížení.

Ve smyslu ČSN 73 0033 se zatížení dělí podle doby trvání a podle změn velikosti, polohy nebo smyslu na zatížení:

- stálá
- nahodilá - dlouhodobá, krátkodobá a mimořádná.

Za stálá zatížení se považují:

- tíhy nosné konstrukce a všech jejich trvalých částí,
- trvale působící tlaky zemin., sypkých hmot a kapalin,
- účinky předpětí konstrukce.

Za nahodilá se považují zatížení:

- užitná,
- klimatická,
- od vynucených přetvoření,
- montážní.

U typických pažících konstrukcí bude tedy zatížení zemním tlakem, zatížení hydrostatické i hydrodynamické, jakož i tíha konstrukce a všech jejich trvalých součástí zatížením stálým, přírůstky zemních tlaků budou pak dle svého charakteru jak zatížením stálým, tak i nahodilým.

4.2.4.2 Zemní tlaky

Zemním nebo horninovým tlakem nazýváme síly, kterými na sebe navzájem působí zemina (hornina) a stavební konstrukce (pažící, opěrná

apod.). Velikost zemního tlaku závisí na vlastnostech základové půdy – na jejích stabilitních parametrech (objemové tíze γ, úhlu vnitřního tření - φ a soudržnosti – c), na druhu konstrukce, její tuhosti a uložení v základové půdě, tedy především na velikosti posunu, potočení či jiného přetvoření zatížené části konstrukce. V závislosti na velikosti této deformace může nabýt zemní tlak jakékoliv velikosti mezi dvěmi hodnotami mezními, kterými jsou aktivní a pasivní zemní tlak. Všechny tyto mezilehlé hodnoty kromě zemního tlaku v klidu lze stanovit pouze přibližně.

V současné době platná ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce rozeznává normové velikosti zemního tlaku S_n a výpočtové velikosti zemního tlaku S_d a to v obecném smyslu teorie mezních stavů, přičemž platí:

$$S_d = \gamma_f . S_n \qquad (4.1)$$

kde γ_f je součinitel spolehlivosti zatížení, k jehož přímému stanovení není obvykle dostatek podkladů, takže se výpočtová velikost zemního tlaku S_d stanovuje na základě parciálních součinitelů $\gamma_{f\gamma}$, $\gamma_{m\varphi}$, γ_{mc} vztažených k jednotlivým stabilitním parametrům základové půdy:

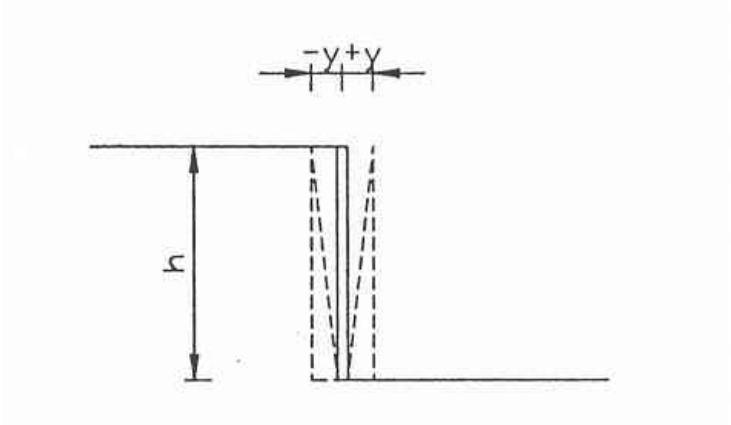
- pro objemovou tíhu základové půdy $\gamma f\gamma = 1{,}0$,
- pro úhel vnitřního tření $\gamma m\varphi = 1{,}1$ (resp.0,9),
- pro soudržnost $\gamma mc = 1{,}4$ (resp.0,7).

(velikosti součinitelů se použijí tak, aby nepříznivě působící zatížení bylo zvětšeno).

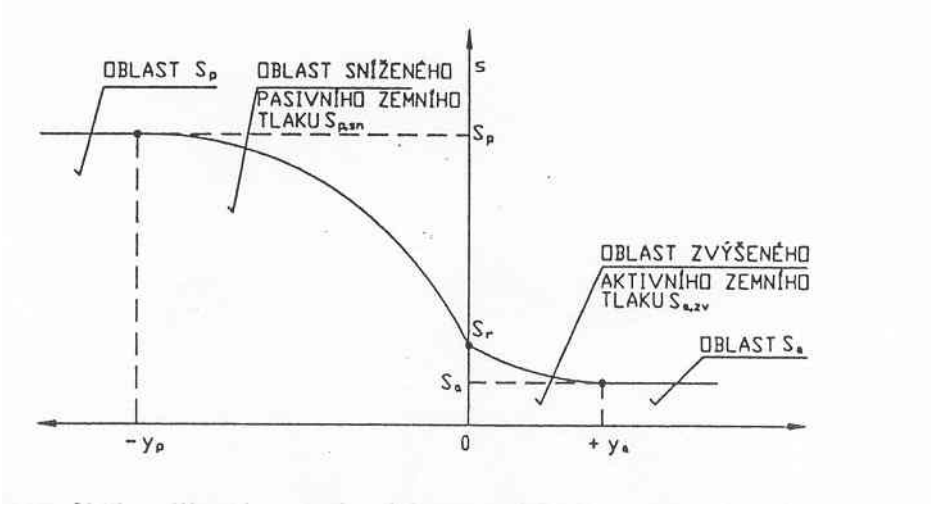
Pro výpočtové charakteristiky zemin platí:

$$\gamma_d = \gamma_n . \gamma_{f\gamma}; \qquad \varphi_d = \varphi_n / \gamma_{m\varphi}; \qquad c_d = c_n / \gamma_{mc} \qquad (4.2)$$

Představíme-li si zapaženou část výkopu podle obr.4.11, potom za stavu nulového přetvoření svislé části výkopu působí na pažení zemní tlak v klidu S_r. Vznikne-li jakákoliv deformace pažení směrem do jámy (+y) klesá postupně velikost zemního tlaku z výchozí hodnotu S_r až na mezní velikost S_a, kterou nazýváme aktivním zemním tlakem. Naopak natáčí-li se nebo posouvá pažící konstrukce směrem do zeminy (-y), zemní tlak vzrůstá až po dosažení pasivního zemního tlaku S_p. Na obr. 4.12 je znázorněn průběh velikosti zemního tlaku S v závislosti na přetvoření pažící konstrukce.



Obr.4.11 Schéma deformace zapažené části výkopu



Obr.4.12 Průběh velikosti zemního tlaku v závislosti na přetvoření konstrukce

Zemní tlak v klidu

Vodorovné napětí působící na svislý rub zatěžované konstrukce, která se nedeformuje se stanoví:

$$\sigma_r = K_r.\sigma_z \qquad (4.3)$$

kde σ_z je svislé (geostatické) napětí v hloubce z,

K_r je součinitel zemního tlaku v klidu.

Velikost tohoto součinitele vyplývá za předpokladu základové půdy jakožto pružného poloprostoru z rozšířeného Hookeova zákona:

$$K_r = \nu/(1 - \nu) \qquad (4.4)$$

kde ν je Poissonovo číslo základové půdy.

Pro praktické výpočty se využívá zejména empirické Jákyho formule:

$$K_r = 1 - \sin \varphi_c \qquad (4.5)$$

kde φ_c je úhel vnitřního tření základové půdy.

Výslednice zemního tlaku v klidu S_r působící na svislý rub konstrukce zatížené na plnou výšku h:

$$S_r = ½.\gamma.h^2.K_r \qquad (4.5)$$

Aktivní zemní tlak – nesoudržné zeminy

Napětí při aktivním zemním tlaku σ_a v hloubce z působící na rubu zatížené konstrukce je:

$$\sigma_a = \sigma_z.K_a \qquad (4.6)$$

kde K_a je součinitel aktivního zemního tlaku:

$$K_a = (\cos^2(\varphi-\alpha))/\{\cos^2\alpha.\cos(\alpha+\delta).[1 + (((\sin(\varphi+\delta).\sin(\varphi-\beta))/((\cos(\alpha+\delta).\cos(\alpha-\beta)))^{1/2}]^2 \qquad (4.7)$$

Je-li terén za rubem vodorovný ($\beta = 0$), pažící konstrukce je svislá ($\alpha = 0$) a zanedbáme-li tření mezi zeminou a rubem konstrukce ($\delta = 0$), vychází známý vzorec:

$$K_a = tg^2(45^0 - \varphi/2) \qquad (4.7)$$

Výslednice aktivního zemního tlaku se pak stanoví ze vztahu:

$$S_a = ½.\gamma.h^2.K_a \qquad (4.8)$$

Aktivní zemní tlak – soudržné zeminy

Rozeznáváme 3 charakteristické typy soudržných zemin pro účely stanovení velikosti aktivního zemního tlaku:

a) nekonzolidované soudržné zeminy plně nasycené vodou, u nichž proces konzolidace nastane v době, kdy zatěžují konstrukci a u nichž je smyková pevnost charakterizována: $\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$. V tomto případě lze pro napětí při aktivním zemním tlaku psát:

$$\sigma_a = \gamma.z - 2.c_u.(1 + a/c_u)^{1/2} \qquad (4.8)$$

kde a je přilnavost (adheze) zeminy ke konstrukci jež se vyjadřuje $a = (0,2 – 0,8).c_u$.

Z rov.(4.8) vyplývá, že pro hloubku ($0 < z < h_c$) je vodorovné napětí záporné, resp. nulové, tudíž vzorec platí pro hloubku $z > h_c$, kde:

$$h_c = 2.c_u/\gamma.(1 + a/c_u)^{1/2} \qquad (4.9)$$

pro $z < h_c$ je $\sigma_a = 0$;

b) normálně konzolidované soudržné zeminy charakterizované $\varphi_{ef} \neq 0$, $c_{ef} \neq 0$, kde napětí při aktivním zemním tlaku lze vypočítat ze vztahu:

$$\sigma_a = \gamma.z.K_a - 2.c_{ef}.(K_a)^{1/2} \qquad (4.10)$$

Vzorec platí pro $z > h_c$, kde:

$$H_c = 2.c_{ef}/\gamma.(1/K_a)^{1/2} \qquad (4.11)$$

pro $z < h_c$ je $\sigma_a = 0$;

c) překonzolidované soudržné zeminy, jež při poklesu napjatosti ztrácejí svojí smykovou pevnost; v tomto případě je třeba postupovat individuálně – vesměs podle b) s příslušně redukovanými smykovými parametry φ_{ef}, c_{ef}.

Pasivní zemní tlak – nesoudržné zeminy

Napětí při pasivním zemním tlaku nesoudržných zeminy v hloubce z lze vypočítat ze vzorce:

$$\sigma_p = \sigma_z.K_p.\psi \qquad (4.12)$$

kde K_p je součinitel pasivního zemního tlaku pro $\delta = -\varphi$ dle tabulky 4.2,

ψ je zmenšovací součinitel pro $|\delta| < \varphi$ dle tabulky 4.3.

V obou tabulkách lze lineárně interpolovat.

Výslednice pasivního zemního tlaku je pak dána:

$$S_p = ½.\gamma.h^2.K_p.\psi \qquad (4.13)$$

Pasivní zemní tlak – soudržné zeminy

V případě suchých, nebo částečně nasycených soudržných zemin, jejichž smyková pevnost je dána efektivními parametry lze napětí při pasivním zemním tlaku spočítat ze vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z.K_p.\psi + 2.c_{ef}.(K_p.\psi)^{1/2} \qquad (4.14)$$

Tabulka 4.2 Součinitel pasivního zemního tlaku K_p

α	φ	K_p pro β								
		0	5	10	15	20	25	30	35	40
	10	1,36	1,58	1,70						
	15	1,68	1,97	2,20	2,38					
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51				

-20	25	2,78	3,34	3,99	4,60	5,29	5,57			
	30	3,78	4,61	5,56	6,61	7,84	9,12	9,77		
	35	5,36	6,69	8,26	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00	
	40	8,07	10,40	12,00	16,50	20,00	25,50	36,50	37,80	42,20
-10	10	1,52	1,72	1,83						
	15	1,95	2,23	2,57	2,66					
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09				
	25	3,50	4,14	4,90	5,62	6,45	6,81			
	30	4,98	6,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,60		
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	16,70	20,10	23,70	26,00	
	40	12,00	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,60
0	10	1,64	1,81	1,93						
	15	2,19	2,46	2,73	2,91					
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66				
	25	4,29	5,02	5,81	6,72	7,71	8,16			
	30	6,42	7,69	9,13	10,80	12,70	14,80	15,90		
	35	10,20	12,60	15,30	18,60	22,30	26,90	31,70	34,90	
	40	17,50	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	76,40	79,10	88,70
+10	10	1,73	1,87	1,98						
	15	2,40	2,65	2,93	3,12					
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23				
	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67			
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90		
	35	13,80	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60	
	40	25,50	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00
	10	1,78	1,89	2,01						
	15	2,58	2,82	3,11	3,30					
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83				

+20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40			
	30	10,40	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00		
	35	18,70	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50	
	40	37,20	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00

a výslednice pasivního zemního tlaku bude:

$$\sigma_p = ½.\gamma.h^2.(K_p.\psi)^{1/2} + 2.c_{ef}.h.(K_p.\psi)^{1/2} \qquad (4.15)$$

Tabulka 4.3 Zmenšovací součinitel ψ pro $\delta < \varphi$

φ	δ/φ					
	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0
10	1,00	0,989	0,962	0,929	0,898	0,864
15	1,00	0,979	0,934	0,881	0,830	0,775
20	1,00	0,968	0,901	0,824	0,752	0,678
25	1,00	0,954	0,860	0,759	0,666	0,574
30	1,00	0,937	0,811	0,686	0,574	0,467
35	1,00	0,916	0,752	0,603	0,475	0,362
40	1,00	0,886	0,682	0,512	0,375	0,262

4.2.4.3 Přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení

Stálé i nahodilé zatížení za rubem pažící konstrukce (v libovolné hloubce) má vliv na přírůstky příslušných zemních tlaků (v klidu, aktivních a even. i pasívních). Náhradní zatížení povrchu terénu za silniční vozidla a stavební stroje o celkové hmotnosti do 24 t se uvažuje jako celoplošné neohraničené zatížení povrchu za rubem stěny o velikosti p = 10 kPa, přičemž musí být dodržena vzdálenost vozidla od pažící konstrukce $y \geq 3,0$ m. Je-li tato vzdálenost menší ($y = 0,6 – 3,0$ m), doporučuje se zvýšit zatížení v pásu širokém 3,0 m na následující velikosti:

- při vzdálenosti $y > 2,0$ m p1 = 20 kPa,
- při vzdálenosti $y > 1,0$ m p1 = 30 kPa,
- při vzdálenosti $y > 0,6$ m p1 = 40 kPa.

Při hmotnosti vozidel a strojů převyšující 24 t, zvýší se příslušná ztížení p, p_1.

Veškeré zde uvedené velikosti náhradního plošného zatížení jsou

velikostmi normovými. Při posuzování pažící konstrukce z hlediska mezního stavu únosnosti je třeba upravit je na velikosti výpočtové, resp. návrhové (ve smyslu EC 7-1). Náhradní zatížení od dopravy jsou zatížením nahodilým (resp. proměnným ve smyslu EC 7-1).

Zatížení od sousedních staveb a konstrukcí (např. zatížení v základové spáře sousedních objektů) se uvažuje skutečnou hodnotou v příslušné hloubce a vzdálenosti od pažící konstrukce, přičemž se jedná vesměs o zatížení stálé. Hloubkový roznos zatížení, tj. přírůstek zatížení je pro jeho jednotlivé druhy uveden na obr. 4.13. Je počítáno s homogenní zeminou charakterizovanou obj. tíhou γ a (náhradním) úhlem vnitřního tření φ (soudržnost c = 0) za rubem pažící konstrukce výšky h, příslušné velikosti náhradního zatížení jsou q /kPa/. Příslušný koeficient zemního tlaku je K (bez ohledu na to, jedná-li se o zemní tlak v klidu, aktivní tlak, či jakkoliv zvýšení tlak aktivní). Vyšetřována je vždy vodorovná složka napětí e při příslušném zemním tlaku.

4.2.4.4 Účinky podzemní vody

Účinky podzemní vody se na zatížení pažících konstrukcí projevují:

a) změnou geotechnických vlastností základové půdy,

b) hydrostatickým tlakem,

c) proudovým tlakem.

Podzemní voda ovlivňuje zejména objemovou tíhu základové půdy (dle Archimedova zákona) a zejména v případě soudržných zemin může mít vliv na velikost smykové pevnosti. Objemová tíha propustných (zejména nesoudržných) zemin pod vodou je dána vztahem:

$$\gamma_{su} = (1 - n).(\gamma_s - \gamma_w) \qquad (4.16)$$

Objemová tíha málo propustných zemin nasycených vodou (zejména soudržných) je dána:

$$\gamma_{sat} = (1 - n).\gamma_s + S_r.n.\gamma_w \qquad (4.17)$$

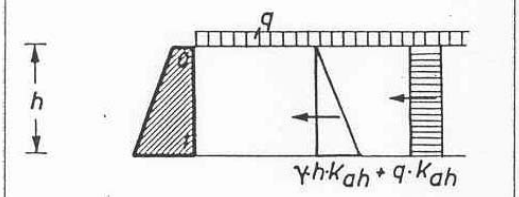
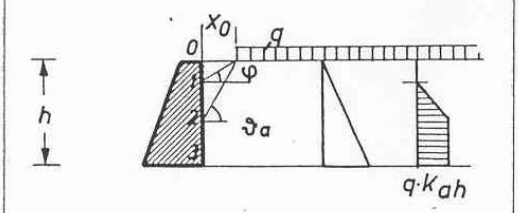
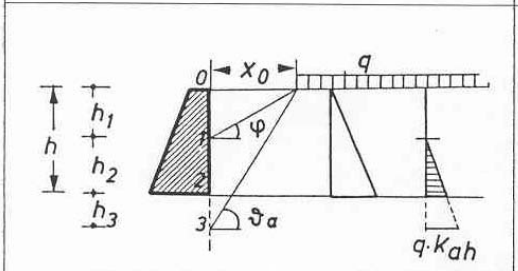
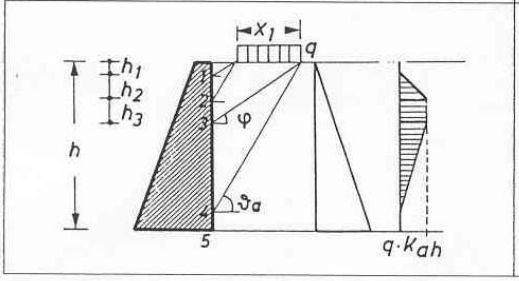
kde n je pórovitost zeminy,

γ_s je měrná tíha zrn zeminy (průměrně 27 $kN.m^{-3}$),

γ_w je objemová tíha vody (10 $kN.m^3$)

S_r je stupeň nasycení (pro plně saturovanou zeminu $S_r = 1,0$).

S ovlivněním smykových parametrů základové půdy podzemní vodou se obvykle nepočítá, neboť k tomu nejsou potřebné podklady.

Výpočtové schéma	Název, příslušné vztahy
	*Neohraničené plošné zatížení* $e_{(1)} = e_{(1,\gamma)} + e_{(1,q)} =$ $= \gamma.h.K + q.K$
	*Jednostranně ohraničené zatížení* $(x_0 < h.\cotg\,\theta,\ \theta = 45^0 + \varphi/2)$ $e_{(2)} = e_{(3)} = \gamma.h.K + q.K$
	*Jednostranně ohraničené zatížení* $(x_0 > h.\cotg\,\theta,\ \theta = 45^0 + \varphi/2)$ $e_{(2)} = \gamma.h.K + q.K.h_2/(h_2 + h_3)$ mezní případ: $x_0 = h.\cotg\,\varphi \rightarrow h_1 = h;\ h_2 = 0$ (přitížení je nulové)
	*Oboustranně ohraničené zatížení* $e_{(2)} = \gamma.(h_1 + h_2).K + q.K$ $e_{(5)} = \gamma.h.K$ mezní případ: $h_3 = 0 \rightarrow$ $x_1 = (h_1 + h_2).(\cotg\,\varphi - \cotg\,\theta)$

Obr.4.13 Průběh napětí s hloubkou od přitížení za rubem pažící konstrukce

Hydrostatický tlak se uplatňuje jak v případě propustných, tak i nepropustných zemin, neboť z titulu deformace pažící konstrukce nelze vyloučit vznik příslušného vodního sloupce za rubem stěny. Jeli však pata stěny vetknuta do nepropustného (resp. málo propustného) prostředí (s koef. filtrace $k < 10^{-7}$ až 10^{-8} $m.s^{-1}$), předpokládá se, že podzemní voda pod patou pažící konstrukce neproudí a vzniká pouze hydrostatický tlak s napětím:

$$\sigma_w = \gamma_w.h_w \qquad (4.18)$$

jež působí kolmo na rub pažící konstrukce s výslednicí:

$$S_{w1} = ½.\gamma_w.h_w^2 \qquad (4.19)$$

Pokud je pažící konstrukce pode dnem výkopu rovněž ve zvodnělé základové půdě, bude se výsledný zatěžovací obrazec skládat ze dvou částí – horní

trojúhelníkové a spodní obdélníkové, jak vyplývá z obr.4.14.a,dle vztahu:

$$S_{w2} = \gamma_w.h_w.d_{pr} \qquad (4.20)$$

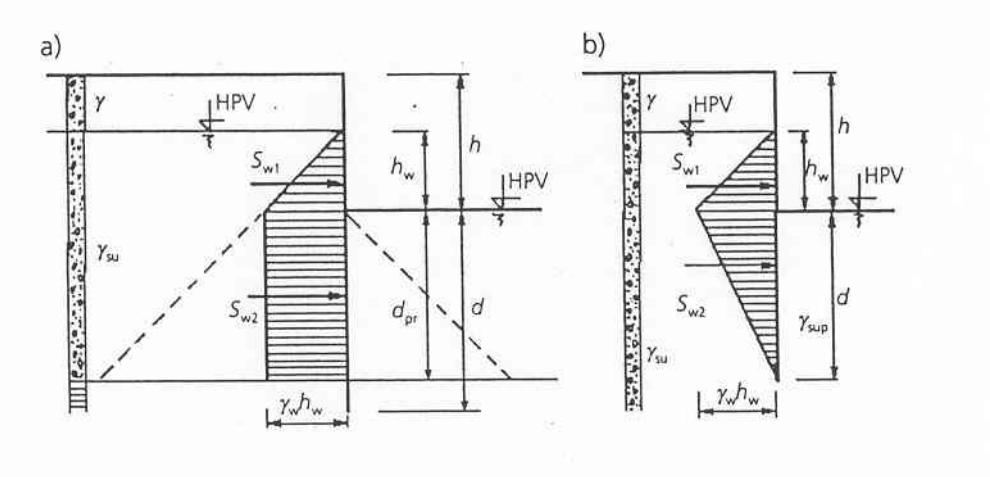
V případě pažící konstrukce vetknuté do propustné základové půdy vzniká pod patou proudění, které jednak ovlivňuje velikost hydrostatického tlaku, jednak je příčinou vzniku tzv. proudového tlaku j. V důsledku ztrát vzniklých prouděním podzemní vody v okolí paty pažící konstrukce předpokládáme, že napětí při hydrostatickém tlaku klesá k nule (obr.4.14.b), tudíž:

$$S_{w2} = 1/2\gamma_w.h_w.d \qquad (4.21)$$

V tomto případě ovšem vzniká také proudový tlak dle vztahu:

$$j = \gamma_w.i \qquad (4.22)$$

kde i je hydraulický spád, jež je bezrozměrný, tudíž platí, že /j/ = $kN.m^{-3}$, tedy proudový tlak má fyzikální rozměr objemové tíhy a působí tedy na objemovou tíhu základové půdy podél pažící konstrukce.



Obr.4.14 Tlak podzemní vody na pažení: a) pata pažící stěny je vetknuta do nepropustné zeminy, b) pata pažící konstrukce se nachází v propustné zemině

Na rubové straně konstrukce proudí voda směrem dolů, tudíž zvyšuje objemovou tíhu zeminy dle vztahu:

$$\gamma_{ef,a} = \gamma_{su} + \gamma_w.i \qquad (4.23)$$

na lícní straně proudí voda vzhůru, tudíž snižuje objemovou tíhu zeminy:

$$\gamma_{ef,p} = \gamma_{su} - \gamma_w.i \qquad (4.24)$$

Aplikujeme-li tyto vztahy na příklad znázorněný na obr.4.14.b, získáme:

$$\gamma_{ef,a} = \gamma_{su} + \gamma_w.h_w/(h_w + 2.d); \quad \gamma_{ef,p} = \gamma_{su} - \gamma_w.h_w/(h_w + 2.d) \qquad (4.25)$$

Je tedy zřejmé, že při dostatečně velikém hydraulickém spádu i může dojít k vzniku „beztížného“ stavu v zemině, který se nazývá hydraulickým prolomením dna. Ten vzniká teoreticky při tzv. kritickém spádu:

$$i_{cr} = \gamma_{su}/\gamma_w = 1,0 \qquad (4.26)$$

prakticky to ale znamená, že lze připustit podstatně menší velikost hydraulického spádu a to v případě malých stavebních jam (zejména jímek) $_{max}i = 0,5$, v případě velmi hlubokých jímek a dlouhodobého proudění podzemní vody pak $_{max}i = 0,3 – 0,4$.

4.2.5 Výpočet pažících konstrukcí

Statický výpočet představuje základní metodu pro posouzení návrhu pažící konstrukce. Ve smyslu EC 7-1, kapitola 9 je výpočet založen na teorii mezních stavů. V případě jakékoliv pažící konstrukce je třeba posoudit následující stavy:

1. ztrátu celkové stability,
2. porušení konstrukčního prvku (zápora, pilota, podz. stěna, kotva, převázka, pažina apod.) a spojení mezi nimi,
3. kombinace porušení v základové půdě a v konstrukčním prvku,
4. porušení nadzdvižením a vnější erozí,
5. deformace pažící konstrukce, jež mohou vést k jejímu kolapsu, nebo mohou ovlivnit použitelnost pažící konstrukce a konstrukcí nacházejících se v jejím sousedství (stavby, inž. sítě, komunikace apod.),
6. nepřijatelný průsak pažící konstrukcí,
7. nepřijatelný transport částic zeminy pažící konstrukcí (sufoze),
8. nepřijatelná změna v režimu podzemních vod.

4.2.5.1 Tuhé pažící konstrukce nekotvené a nerozepřené

Předpokládáme rozdělení zemního tlaku klasické trojúhelníkové, neboť tyto konstrukce se mohou otáčet kolem bodu ležícího pode dnem stavební jámy. S ohledem na povolenou deformaci pažící konstrukce stanovíme příslušné velikosti aktivního a pasivního tlaku dle následujících zásad:

- pokud deformace stěny neohrozí přilehlou zástavbu, inženýrské sítě apod., počítáme s plnou velikostí aktivního zemního tlaku Sa a se

sníženou velikostí pasivního tlaku 0,7.Sp,

- je-li třeba deformace omezit, počítá se se zvýšenými velikosti aktivního tlaku a sníženým pasivním zemním tlakem dle rovnic:

$$S_{a,zv} = 0{,}5.S_a + 0{,}5.S_r < 0{,}9.S_r \quad (4.27)$$

$$S_{p,sn} = 0{,}5.S_p + 0{,}5.S_r \leq 0{,}7.S_r \quad (4.28)$$

- je-li třeba deformace výrazně omezit, počítá se s následujícími velikostmi zemních tlaků:

$$S_{a,zv} = 0{,}25.S_a + 0{,}75.S_r \quad (4.29)$$

$$S_{p,sn} = 0{,}5.S_p \quad (4.30)$$

Úhel tření δ mezi konstrukcí a zeminou se doporučuje dosadit:

- při výpočtu aktivního, nebo zvýšeného aktivního zemního tlaku

$$\delta = 0{,}67.\varphi \quad (4.31)$$

- při výpočtu pasivního a sníženého pasivního zemního tlaku:

$$0{,}5.\varphi \leq |\delta| \leq 0{,}67.\varphi \quad (4.32)$$

pokud není tření uměle zabráněno, např. při nevhodném použití jílové pažící suspenze.

Vlastní výpočet spočívá v posouzení stability konstrukce, jejíž statické schéma je na obr.4.15. Na základě spočtené hloubky vetknutí t pode dno stavební jámy se stanoví průběh vnitřních sil (sil posouvajících, normálných a ohybových momentů) a konstrukce se nadimenzuje. Neznámá hloubka vetknutí t se stanoví z momentové podmínky k bodu otáčení O, tedy:

$$S_{ah1}.s_1 + S_{ah2}.s_2 - S_{ph}.s_p = 0 \quad (4.33)$$

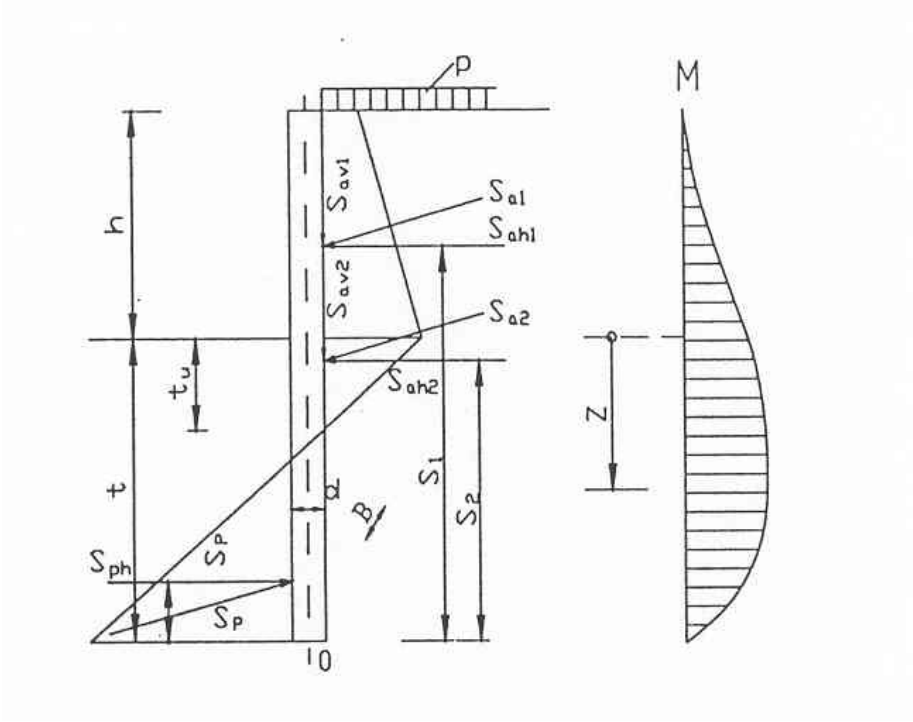
jež vede ke kubické rovnici pro t. Zatěžovací šířka pro výpočet síly S_{ah1} je dána vzdáleností nosných prvků B v případě záporového pažení a pažení tvořeného pilotovými stěnami, v případě podzemních stěn a stěn štětových se obyčejně počítá pro B = 1 m. Zatěžovací šířka pro síly S_{ah2}, S_{ph} je pak v prvém případě dána šířkou zápory, resp. průměrem vrtu pro záporu vyplněným betonem, nebo průměrem piloty, v druhém případě je rovněž 1,0 m. Aby bylo současně možné splnit podmínku rovnováhy pro součet vodorovných sil:

$$S_{ah1} + S_{ah2} - S_{ph} = Q \quad (4.34)$$

prodlouží se vetknutí t spočtené z rov.(4.33) o hodnotu Δt, jež se určí ze vztahu:

$$\Delta t = Q/(B.\sigma_p) \qquad (4.35)$$

kde σ_p je napětí při pasivním zemním tlaku v bodě O.



Obr.4.15 Statické schéma pro výpočet nekotvené a nerozepřené pažící konstrukce

Největší ohybový moment vychází pode dnem výkopu v hloubce z, pro níž je součet vodorovných sil nulový. Příslušný průřez zápory, piloty, podzemní stěny se dimenzuje na mimostředný tlak (M_{max}, N), kde normálná síla:

$$N = \sum S_{avi} + G \qquad (4.36)$$

přičemž S_{avi} jsou svislé složky zemních tlaků po průřez v hloubce z,

G je tíha pažící konstrukce nad průřezem v hloubce z.

Příklad 3

Výpočet pilotové stěny z vrtaných pilot prof.880 mm v osových vzdálenostech B = 1,50 m pro volnou výšku H = 4,0 m dle statického schématu na obr.4.16.

Tlak v klidu: $K_r = \nu/(1 - \nu) = 0,35/0,65 = 0,538$

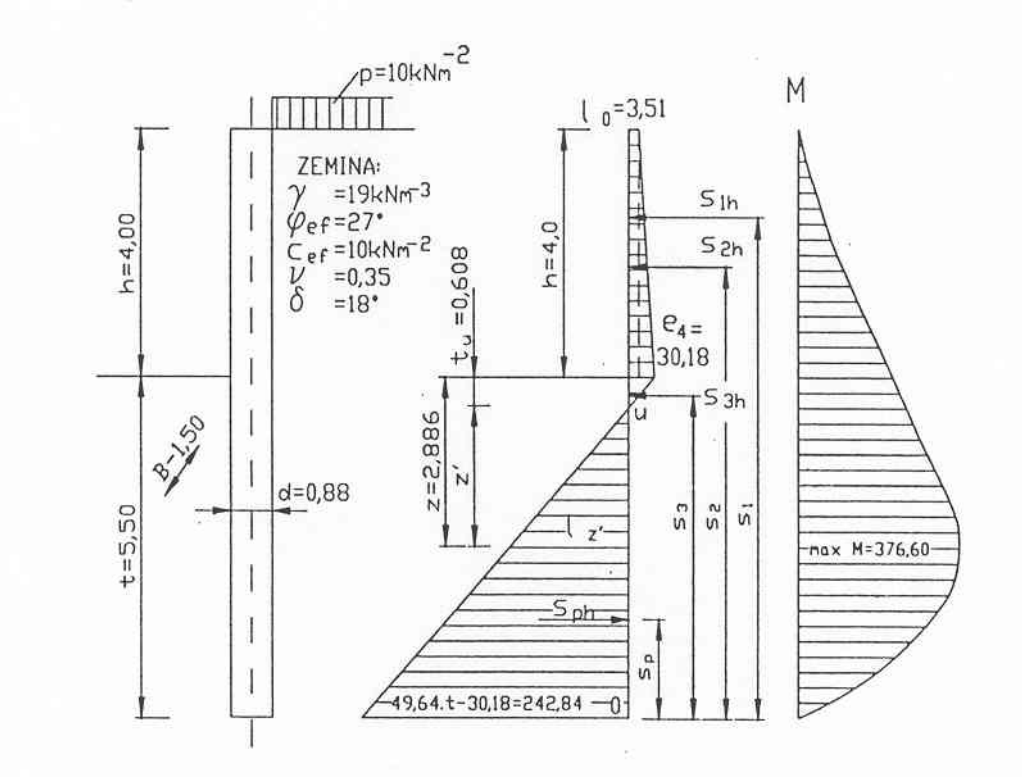
Aktivní tlak: $K_a = tg^2(45 - \varphi/2) = tg^2 31,5 = 0,375$

$H_c = 2.c/\gamma.(K_a)^{-1/2} = 2.10/19.(0,375)^{-1/2} = 1,78$ m

Volíme min. dimenzační tlak $K_a = 0,20$

Zvýšený aktivní tlak:

$$K_{a,zv} = 0{,}5.K_r + 0{,}5.K_a = 0{,}369$$



Obr.4.16 Příklad volně stojící pilotové stěny

Pasivní tlak(z tab.4.2 a 4.3) pro $\varphi = 27^0$, $\delta/\varphi = 0{,}5$: $K_p = 5{,}71$, $\psi = 0{,}868$

Snížený pasivní tlak:

$$K_{p,sn} = 0{,}5.K_p.\ \psi + 0{,}5.K_r = 2{,}747$$

Vodorovná napětí pro zemní tlaky: (třecí úhel mezi stěnou a zeminou $\delta = 0{,}67.\varphi = 18^0$)

- v hlavě stěny: $\sigma 0 = p.K_{a,zv}.\cos\delta = 10.0{,}369.\cos 18 = 3{,}51$ kPa
- ve dně jámy: $\sigma 4 = \sigma 0 + \gamma.H.K_{a,zv}.\cos\delta =$

  $= 3{,}51 + 19.4.0{,}369.\cos 18 = 30{,}18$ kPa
- výpočet hloubky u: $\sigma 4 - \gamma.u.K_{p,sn}.\cos\delta = 0$,

  tedy: $30{,}18 - 19.u.2{,}747.\cos 18 = 0$

  $u = 0{,}608$ m
- v bodě O: $\sigma t = \sigma 4.(t - u)/u = 49{,}64.t - 30{,}18$

Vodorovné síly: $S_{1h} = 3{,}51.4{,}0.1{,}5 = 21{,}06$ kN; rameno $s_1 = 2{,}0 + t$

$S_{2h} = (30{,}18 - 3{,}51).4{,}0.0{,}5.1{,}5 = 80{,}01$ kN; rameno $s_2 = 1{,}33 + t$

$S_{3h} = 30{,}18.0{,}608.0{,}5.0{,}88 = 8{,}07$ kN; rameno $s_3 = t - 0{,}203$

$S_{ph} = (49,64.t - 30,18).(t - 0,608).0,5.0,88 = 21,84.t^2 - 26,56.t + 10,09$

rameno $s_p = 0,33.(t - 0,608)$

Momentová podmínka rovnováhy k bodu O:

$S_{1h}.s_1 + S_{2h}.s_2 + S_{3h}.s_3 - S_{ph}.s_p = 0$, tedy

$7,207.t^3 - 13,133.t^2 - 100,499.t - 148,91 = 0 \Rightarrow t = 5,24$ m;

$S_{ph} = 470,58$ kN

Součtová podmínka ve vodorovném směru:

$Q = 470,58 - 21,06 - 80,01 - 8,07 = 361,44$ kN

$\sigma_{p,sn} = 5,24.19,0.2,747 = 273,49$

Prodloužení vetknutí:

$\Delta t = 361,44/(0,88.273,49) = 1,65$ m

Celkové vetknutí činí: $t_{celk} = 5,24 + 1,65 = 6,90$ m

Výpočet hloubky z´, pro níž je posouvající síla nulová:

$S_{ah} = S_{1h} + S_{2h} + S_{3h} = 21,06 + 80,01 + 8,07 = 109,14$ kN

$\sigma_z = 49,64.z´$; tedy $109,14 - 49,64.z´ = 0,\ldots..$ $z´ = 2,198$ m,

$z = 0,608 + 2,198 = 2,806$ m

Maximální moment v hloubce z:

$M_{max} = 21,06.(2,0 + 2,806) + 80,01.(1,333 + 2,806) + 8,07.(2,806 - 0,203) - 0,88.109,10.2,198.0,5.0,33.2,198 = 376,60$ kNm

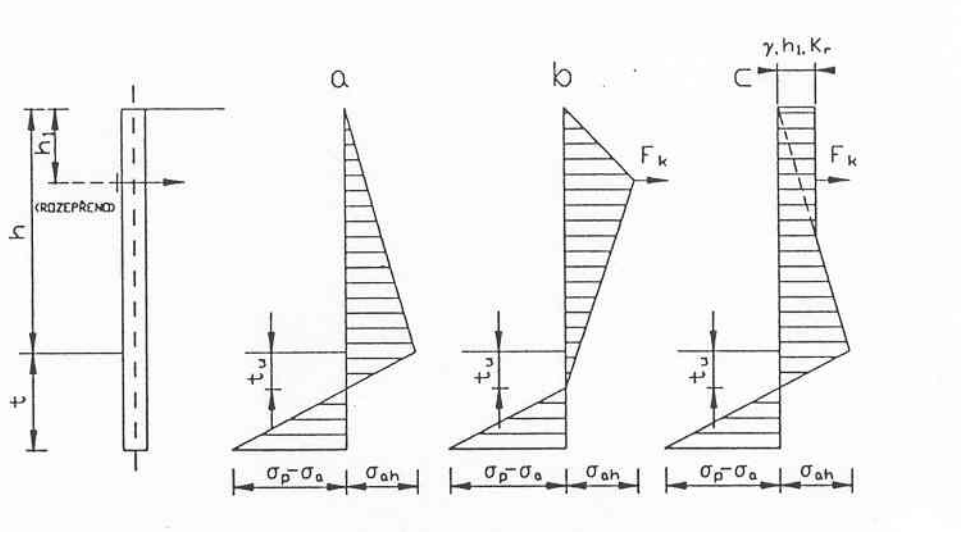
Normálová síla v příslušném průřezu v hloubce z:

$N = (S_{1v} + S_{2v} + S_{3v}) + G = 109,16.\text{tg } 18 + \pi.0,88^2/4.(4,0 + 2,806).25,0 = 139,00$ kN (tlak).

4.2.5.2 Tuhé pažící konstrukce jednonásobně kotvené a rozepřené

V případě jednonásobně kotvené, nebo rozepřené tuhé pažící dochází při zabudování předpjaté kotvy, nebo i aktivované rozpěry k redistribuci zemního tlaku dle obr.4.17, přičemž výsledný obrazec (ad c) se většinou využívá jako statické schéma pro výpočet. Při něm se vychází obyčejně z předpokladu, že konstrukce se otáčí kolem bodu O, který je v místě kotvy, resp. rozpěry. Opět se z momentové podmínky rovnováhy k bodu O stanoví potřebná hloubka vetknutí t pode dno stavební jámy a ze součtové podmínky

rovnováhy sil ve vodorovném směru pak potřebná síla v kotvě, resp. v rozpěře. Konstrukce je tedy rovněž staticky určitá a při jejím výpočtu vystačíme se statickými podmínkami rovnováhy, jež jsou v rovině 3.



Obr.4.17 Redistribuce zemního tlaku u jednonásobně kotvené tuhé pažící konstrukce

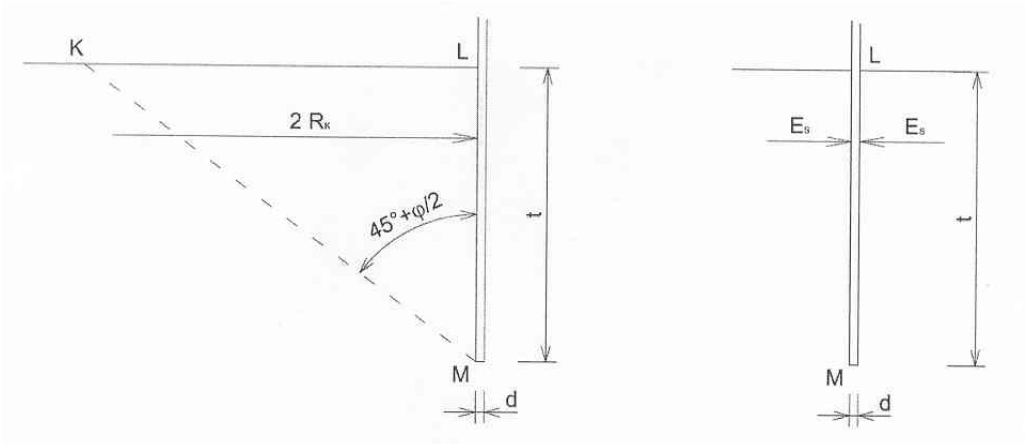
V případě záporového pažení a pilotových stěn s velkou roztečí pilot B > d budou opět aktivní síly působící do úrovně dna stavební jámy počítány na celou šířku B (osová vzdálenost zápor, nebo pilot), kdežto ostatní aktivní a pasivní síly pode dnem stavební jámy budou působit na šířku d, popř. pouze na šířku příruby zápor zejména v případě zápor beraněných či vibrovaných. K těmto pasivním silám přistupují ovšem další síly R_k, jež působí ve svislých rovinách vedených okrajem zápor či pilot. Podél každé zápory či piloty jsou to potom síly dvě o shodné velikosti. Tu lze stanovit za předpokladu vzniku smykové plochy procházející patou pažící konstrukce pod úhlem 45 -φ/2 od vodorovné (obr.4.18). Tím je vymezen svislý trojúhelník KLM o výšce t a základně a = t.tg(45 + φ/2). Tření ve dvou svislých rovinách KLM podél vetknuté části zápory či piloty je dáno:

$$2.R_k = E_s.\mathrm{tg}\,\varphi \qquad (4.37)$$

kde $$E_s = A_{(KLM)}.\gamma.t/3 = \gamma.t^3/6.\mathrm{tg}(45 + \varphi/2) \qquad (4.38)$$

Tyto síly se potom výrazně uplatní při sestavení podmínek rovnováhy.

Smykové síly R_k samozřejmě nevznikají v případě podzemních stěn a štětových stěn, jakož i převrtávaných stěn pilotových, zde ovšem pasivní síly působí na stejnou šířku jako síly aktivní (obyčejně se počítá s šířkou B=1,0 m).



Obr.4.18 Definice třecích sil R_k

Příklad 4

Záporové pažení pro volnou výšku H = 6,0 m s osovou vzdáleností zápor B = 2,0 m, jednonásobně kotvené v hloubce h_1 = 1,50 m podle statického schéma na obr.4.19. Zápory jsou ve vrtech průměru d = 0,63 m. Je třeba v maximální míře zamezit deformacím okolního terénu.

Výpočet náhradního úhlu vnitřního tření základové půdy:

$\text{tg } \varphi_c = \text{tg } \varphi + c/\sigma_{or,z}$, kde $\sigma_{or,z}$ je geostatické napětí v hl. 2/3.(H + t),

volíme přibližně t = 3,0 m, H+t = 9,0 m, $\sigma_{or,z}$ = 20.0,67.9 = 120,0 kPa

$\text{tg } \varphi_c$ = 0,466 + 5/120 = 0,501 ……. $\varphi_c = 26,6^0$

Součinitel zemního tlaku v klidu $K_r = 1 - \sin \varphi_c = 0,552$

Součinitel aktivního zemního tlaku $K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi_c/2) = 0,381$

Součinitel pasivního zemního tlaku (z tabulek 1.5, 1.6) $K_p = 4,972$, $\Psi = 0,87$

Součinitel zvýšeného aktivního tlaku $K_{a,zv} = 0,75.K_r + 0,25.K_a = 0,509$

Součinitel sníženého pasivního tlaku $K_{p,sn} = 0,5.K_p.\Psi = 2,163$

Výška h_0 $h_0 = h_1.K_r/K_{a,zv} = 1,63$ m

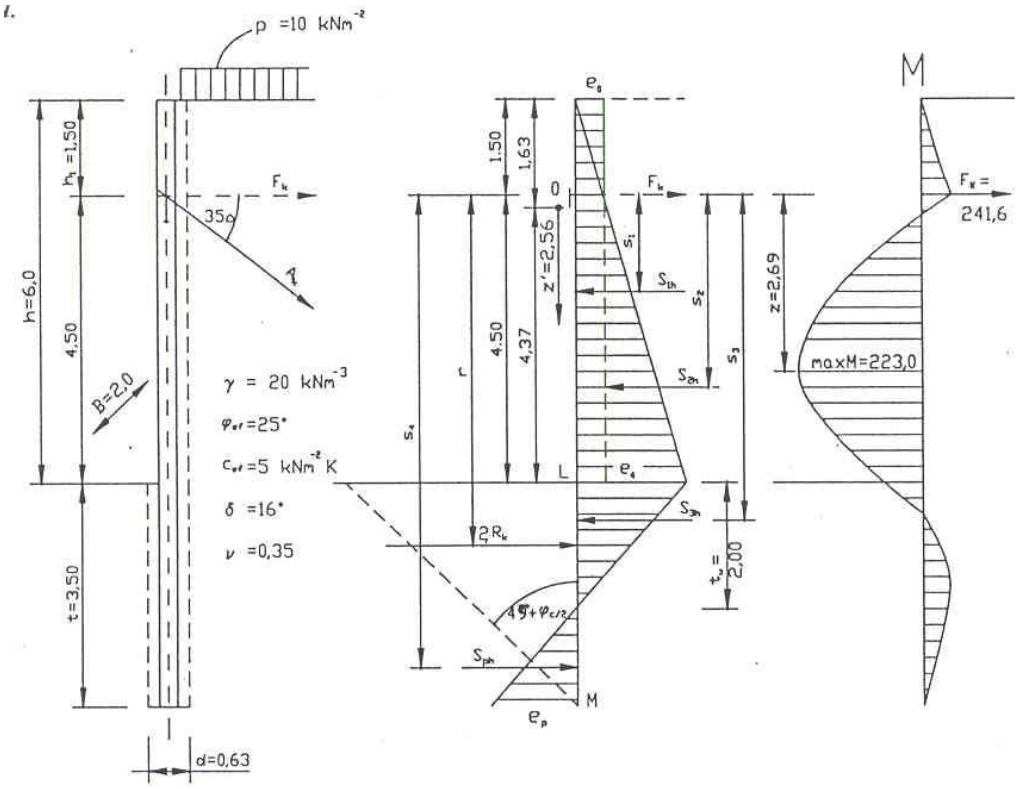
Napětí: $\sigma_0 = (10,0 + 20,0.1,5).0,552 = 22,08$ kPa

$\sigma_6 = (10,0 + 20,0.6,0).0,509 = 66,17$ kPa

Hloubka: $u = H.K_{a,zv}/(K_{p,sn} – K_{a,zv}) = 6,0.0,509/(2,163 – 0,509) = 1,846$ m

Napětí: $\sigma_p = \sigma_6.(t – u)/u = 35,85.t – 66,18$

Vodorovné síly: (úhel tření δ mezi konstrukcí a zeminou předpokládáme $0,67.\varphi_c = 17,8^0$)



Obr.4.19 Statické schéma jednonásobně kotveného záporového pažení

S_{1h} = 22,08.6,0.2,0.cos17,8 = 252,28 kN; rameno s_1 = 6/2 – 1,5 = 1,50m

S_{2h} = (66,16 – 22,08).(6,0 – 1,63).0,5.2,0.cos17,8 = 183,41 kN

rameno s_2 = 3,04 m

S_{3h} = 66,16.1,846.0,5.0,63.cos17,8 = 36,63 kN

rameno s_3 = 0,33.1,846 + 4,5 = 5,12 m

S_{ph} = (35,85.t – 66,18).(t – 1,846).0,5.0,63.cos17,8 =

= 10,76.t^2 – 39,71.t + 36,65

rameno s_4 = 4,50 + 1,846 + 0,67.(t – 1,846) = 0,67.t + 5,11

E_s = 20,0.t^3/6.tg(45 + 26,6/2) = 5,40.t^3

R_k = 5,50.t^3.tg26,6 = 2,70.t^3 rameno r = 4,50 + 0,33.t

Momentová podmínka rovnováhy k bodu O:

$S_{1h}.s_1 + S_{2h}.s_2 + S_{3h}.s_3 – S_{ph}.s_p – 2.R_k.r = 0$

252,28.1,5 + 183,41.3,04 + 36,63.5,12 – (10,76.t^2 – 39,71.t + 36,65).(0,67.t + 5,11) – 2.2,7.t^3.(4,5 + 0,33.t) = 0

t^4 + 17,505.t^3 + 15,766.t^2 – 99,09.t – 520,14 = 0, ... t = 3,19m, volíme t = 3,30m

$S_{ph} = 10,76.3,3^2 – 39,71.3,3 + 36,65 = 22,78$ kN

$R_k = 2,7.3,3^3 = 97,03$ kN

Součtová podmínka ve vodorovném směru:

$S_{1h} + S_{2h} + S_{3h} – S_{ph} – 2.R_k – A_k.\cos \alpha = 0$ (volíme $\alpha = 30^0$)

$252,28 + 183,41 + 36,63 – 22,78 – 2.97,03 = 0,866.A_k$; ... $A_k = 295,0$kN

Výpočet hloubky z´, pro níž je posouvající síla nulová vede k rovnici:

$295.\cos30 – 22,08.(1,63+z´).2,0.\cos17,8 – 2,0.10,09.z´^2.0,5.\cos17,8 = 0$

$z´^2 + 4,377.z´-19,459=0$; ... z´= 2,736m, hloubka z = 1,63+2,74 = 4,37m

Maximální moment:

M_{max}= 295.cos30.(4,37 – 1,50) - $22,08.2,0.4,37^2.0,5.\cos17,8$ .10,09. $2,74^3/6.2,0.\cos17,8 = 265,88$ kNm

Normálná síla (pouze z kotvy)

$N = 295.\sin30 = 147,5$ kN

Na kombinaci sil (M_{max}, N) se dimenzují zápory – ocelové profily. Kotvy se počítají dle zásad pro zemní kotvy (viz 1.díl skript) přičemž samozřejmě jde o co největší jejich využití, což znamená, že jejich únosnost by se měla blížit únosnosti vnitřní. Pokud se kotví přes ocelové převázky, ty se dimenzují jako prosté nosníky zatížení kotevní silou. Výdřeva záporového pažení se dimenzuje na zatížení q dané velikostí napětí při příslušném zemním tlaku:

$$q = (p + \gamma.z).K_{a,zv} \qquad (4.39)$$

kde p je přitížení za rubem pažící konstrukce

z je hloubka pažení ($z \leq H$).

Pažiny se posuzují jako prosté nosníky rozpětí B´= B – b (b je šířka přírub), jež jsou zatíženy zejména ohybem, přičemž $\max M = 1/8.q.B´^2$. Pro velké volné výšky H lze uplatnit různé tloušťky pažin v závislosti na hloubce.

4.2.5.3 Ohebné pažící konstrukce – metoda závislých tlaků

V předchozích kapitolách byl probrán výpočet pažících konstrukcí za předpokladu jejich dokonalé tuhosti a zejména pak za předpokladu stálé (zvolené) velikosti působícího zemního tlaku (resp. jeho rozdělení). Víme ovšem, že velikost a rozdělení zemního tlaku závisí především na deformaci pažící konstrukce a základové půdy. Je-li k dispozici diagram vyjadřující tuto

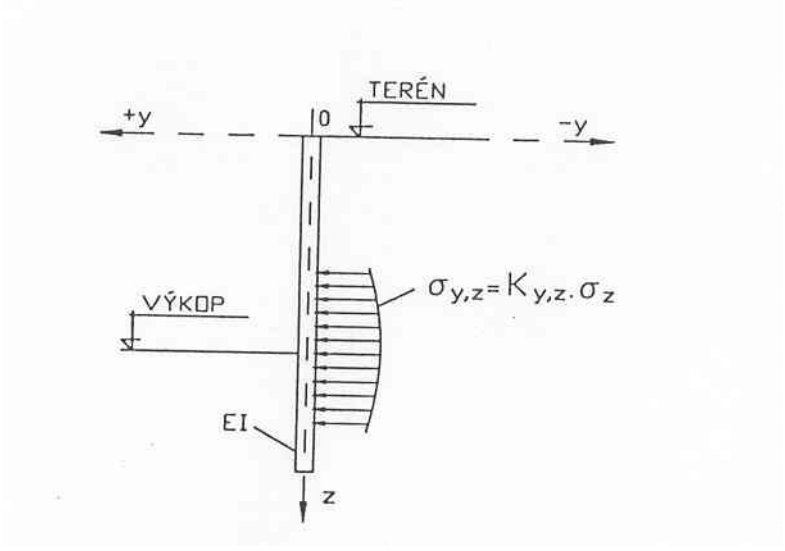
závislost (např. dle obr.4.12), můžeme pro libovolný bod pažící konstrukce stanovit velikost napětí při příslušném zemním tlaku. Na základě této zobecněné závislosti lze z výchozího zatížení, kterým může být např. zemní tlak v klidu, u něhož je výchozí deformace nulová, stanovit iteračním postupem konečné rozdělení zemního tlaku, jež odpovídá měnícímu se přetvoření pažící konstrukce v průběhu její výstavby. Úvaha o diskretizaci velikosti napětí při zemních tlacích v závislosti na přetvoření je základem metod výpočtu ohebných pažících konstrukcí tzv. metodou závislých tlaků. Obyčejně se postupuje dvěma způsoby.

V prvém případě jde o řešení diferenciální rovnice ohybové čáry nosníku, jež má tvar:

$$(EI).d^4y/(dz)^4 = \sigma_{(y,z)} \qquad (4.40)$$

kde $\sigma_{(y,z)}$ je napětí od zemního tlaku v hloubce z, jež závisí na velikosti vodorovné deformace y podle obr. 4.20,

EI je tuhost pažící konstrukce /MN.m^2/.



Obr.4.20 Statické schéma pro výpočet ohebné pažící konstrukce

Jelikož je vodorovné napětí funkcí jak hloubky z, tak i vodorovného posunu y, lze psát:

$$\sigma_{(y,z)} = K_{(y,z)}.\ \sigma_{z,(z)} \qquad (4.41)$$

nebo obecněji:

$$\sigma_{(y,z)} = K_{(z,y)}.(\sigma_z + c/tg\ \varphi) - c/tg\ \varphi \qquad (4.42)$$

kde $K_{(y,z)}$ je součinitel zemního tlaku v hloubce z, jehož velikost závisí na velikosti a smyslu vodorovné deformace y.

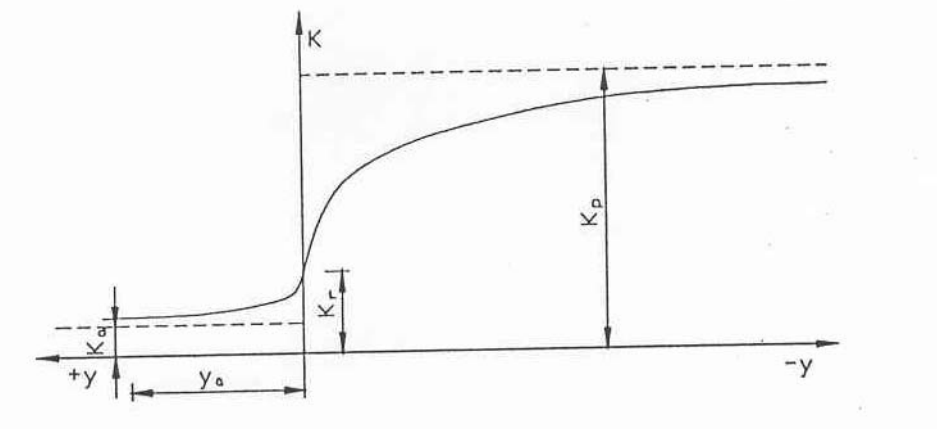
Pro velikost $K_{(y,z)}$ platí:

$$K_{a,(z)} \leq K_{(y,z)} \leq K_{p,(z)} \qquad \text{a} \qquad K_{(0,z)} = K_{r,(z)} \qquad (4.43)$$

Funkce vyjadřující velikost součinitele zemního tlaku $K_{(y,z)}$ musí být logicky spojitá, bez lokálních extrémů v intervalu (K_a, K_p) a nesmí mít svislou tečnu v tomto intervalu. Těmto požadavků zřejmě nejlépe vyhovuje křivka skládající se ze dvou větví hyperbol se společným bodem i tečnou v bodě y = 0 a s vodorovnými asymptotami, jež vyjadřující velikost K_a, K_p podle obr.4.21.

Dále je třeba stanovit velikost posunu y_a, pro který klesne tlak v klidu např. na 101 % aktivního tlaku, čímž je funkce $K_{(y,z)}$ jednoznačně určena. Diferenciální rovnici (4.40), jež je obecně nelineární, lze převést na diferenciální rovnici lineární rozvojem do dvou členů Taylorovy řady a tuto linearizovanou diferenciální rovnici lze řešit metodou sítí, neboli převést na soustavu lineárních rovnic.

Druhá metoda směřující ke stejnému cíli využívá Winklerovský model podloží a řeší ohybovou čáru nosníku konečné délky na pružném podkladě (obdobně, jako je to s výpočtem příčně zatížených pilot nebo podzemních stěn). Výpočtové schéma je na obr.4.22.



Obr.4.21 Příklad funkce $K_{(y,z)}$ složené ze dvou větví hyperbol

Je třeba stanovit jednotlivé síly:

$$P_i = k_{hi}.b.z.y_i \qquad (4.44)$$

kde k_{hi} je součinitel vodorovné reakce podloží v bodě i /kN.m^{-3}/,

b je uvažovaná šířka konstrukce,

z je délka dílku konstrukce

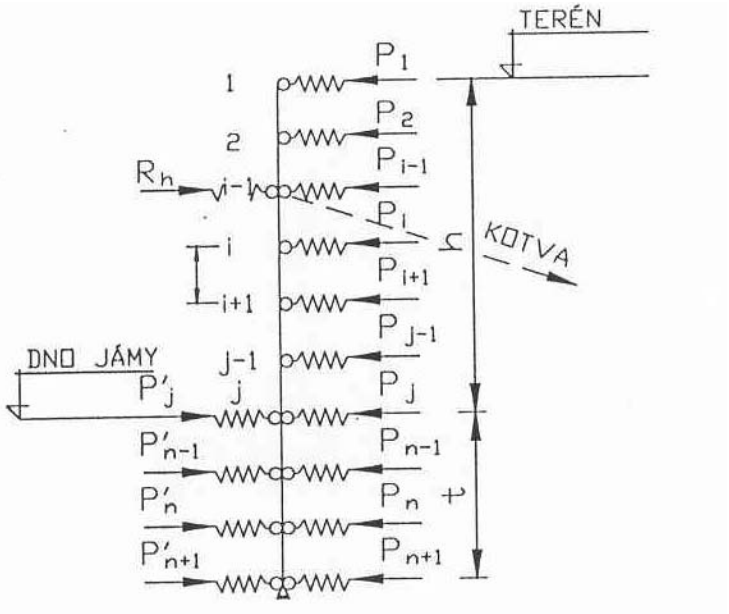
y je vodorovná deformace bodu i.

Nelineární závislost velikosti zemních tlaků na posunu pažící konstrukce lze

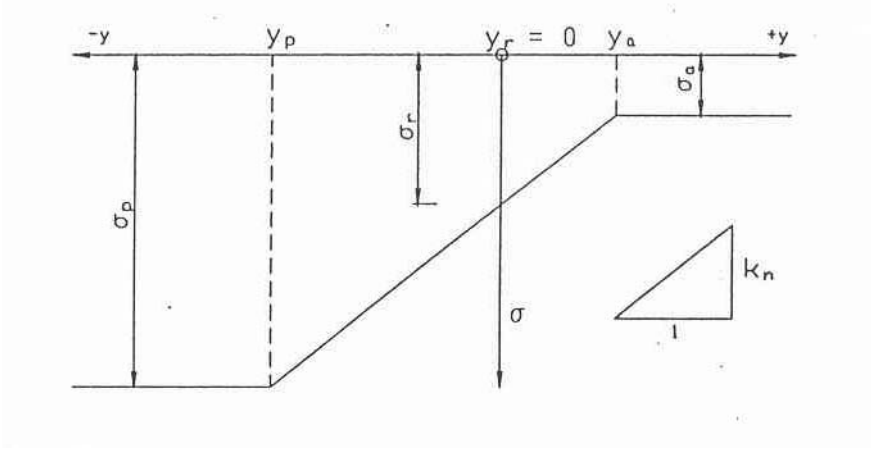
přibližně nahradit trilineární závislostí podle obr.4.23. Velikosti mezních deformací y_a, y_p potom budou:

$$y_a = (\sigma_a - \sigma_r)/k_h, \qquad y_p = (\sigma_p - \sigma_r)/k_h \tag{4.45}$$

kde σ_a, σ_r, σ_p jsou velikosti napětí při zemním tlaku aktivním, klidovém a pasivním v příslušném bodě.



Obr..22 Výpočetní schéma Winklerovského modelu ohebné pažící konstrukce



Obr.4.23 Závislost velikosti napětí při zemním tlaku na deformaci

V intervalu (y_a, y_p) se tedy zemina chová pružně podle Winklerovy hypotézy, tzn., že platí lineární závislost mezi velikostí napětí při zemním tlaku a deformací, přičemž konstantou úměrnosti je součinitel vodorovné deformace základové půdy k_h. Mimo tento interval se zemina chová dokonale plasticky, tzn., že velikost napětí při příslušném zemním tlaku zůstává konstantní a nezávisí již na posunu. Lze tedy psát:

pro $y \in (y_a, y_p)$ $\quad P = P_r + k_h.b.z..y = P_r + C.y$

$y \geq y_a$ $\quad P = P_a$

$y \leq y_p$ $\quad P = P_p$ (4.46)

Vlastní výpočet probíhá v iteračních cyklech, přičemž v prvém cyklu je konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu, všechny pružné podpory jsou ve funkci a spočítá se deformace konstrukce. V případě, že v některé z oblastí dojde k překročení y_a, resp. y_p, je místo pružné podpory dosazena síla P_a, resp. P_p, odpovídající plné velikosti napětí při aktivním, resp. pasivním zemním tlaku a výpočet se opakuje. Současně ovšem musí být splněny rovnice rovnováhy, tj. součet všech vodorovných sil je nulový a momentová podmínka rovnováhy – např. k patě pažící konstrukce. Pro kotvy, resp. i pro rozpěry lze zadat též pracovní diagram, tj. závislost síly $R_{(y)}$ na deformaci. Tento postup výpočtu se aplikuje na libovolné stádium výstavby pažící konstrukce.

Program pro výpočet pažících konstrukcí je součástí „balíku“ programů v oblasti geotechniky vypracovaných a distribuovaných mnohými softwarovými firmami (např. FINE, RIB apod.). V této souvislosti je však třeba upozornit na tu skutečnost, že ne všechny tyto programy umožňují dokonale modelovat příslušná stádia výstavby pažící konstrukce a to zejména v případě vícenásobně kotvených či rozepřených pažení, kde vzniká významný problém redistribuce zatížení a tudíž i výsledných vnitřních sil. Zásada je taková, že následné stádium výstavby vychází vždy z deformované pažící konstrukce, jejíž deformace proběhla v předchozím stádiu a nikoliv z původní (nedeformované) konstrukce. To je významné zejména v případě „měkkých“ pažení, jakými jsou např. vícenásobně kotvené pažení záporové a mikrozáporové.

Příklad 5

Záporové pažení o volné výšce H = 9,0 m s osovou vzdáleností zápor B = 1,80 m kotvené ve dvou úrovních v hl. 2,50 m a 6,0 m v základové půdě podle zadání na obr.1.64 a. Úkolem je stanovit: hloubku vetknutí zápor t, průběhy vnitřních sil v záporách pro příslušná stádia výstavby a velikosti sil kotevních. Příslušné pažící prvky je třeba dimenzovat.

Vlastní výpočet bude probíhat pro následující fáze výstavby:

a) předvýkop pro realizaci 1. kotevní úrovně na hl. 2,80 m, (obr.4.24a),

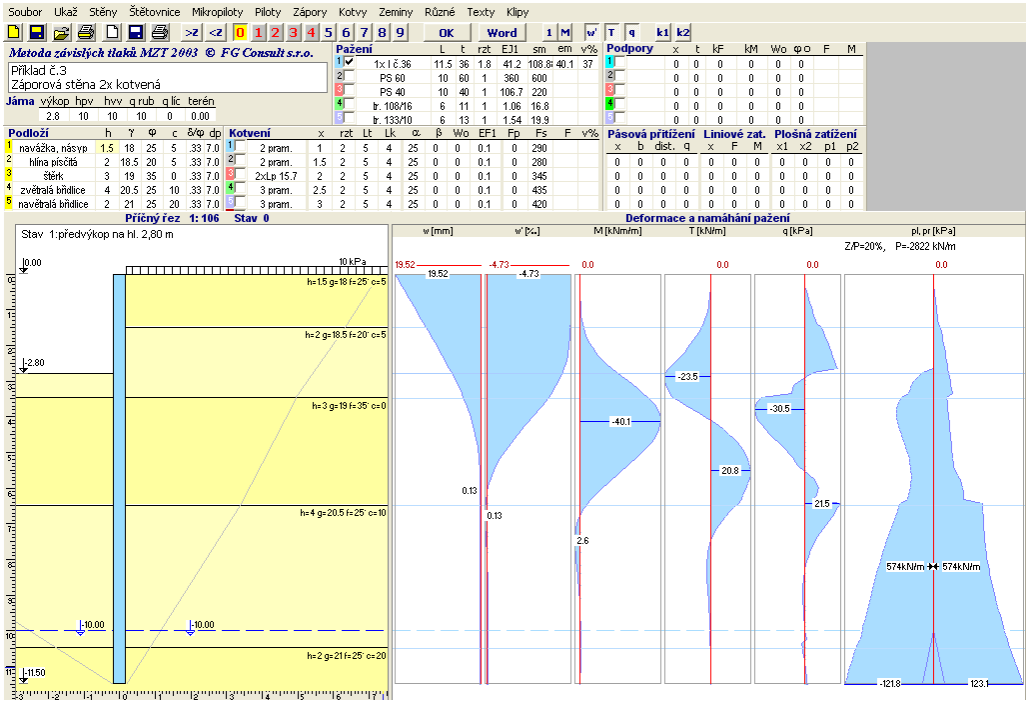
b) předvýkop na hl. 2,80 m a realizace 1. kotevní úrovně, (obr.4.24b),

c) napnutí kotvy 1. úrovně a předvýkop pro 2. kotvu na hl. 6,30 m,

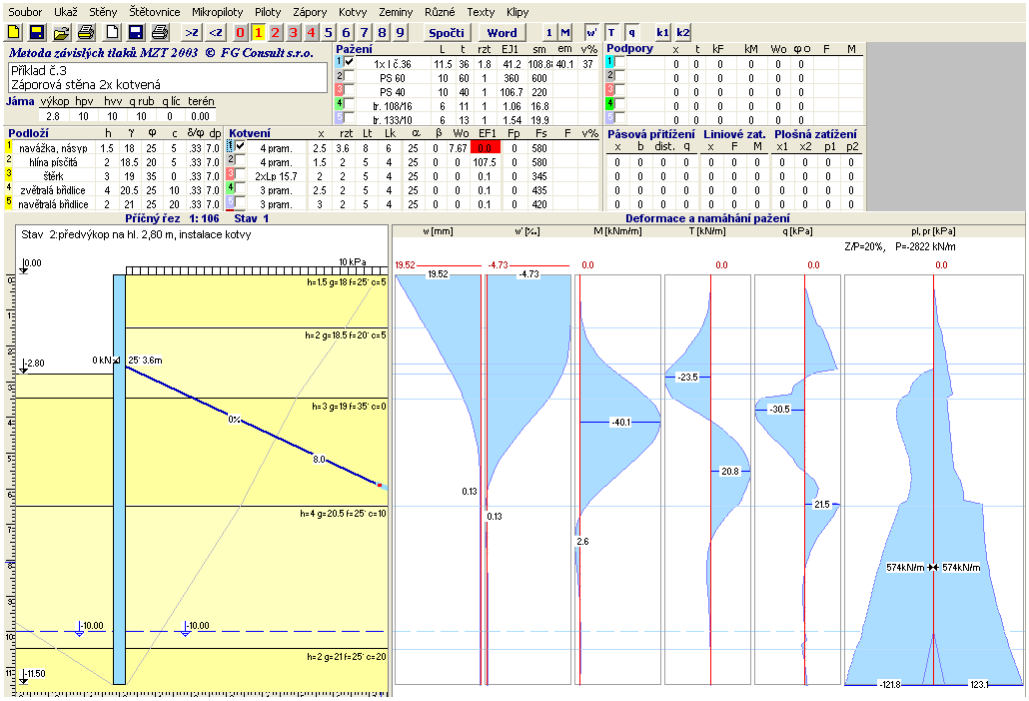
(obr.4.24c),

d) předvýkop pro 2. kotvu, její provedení, (obr.4.24d),

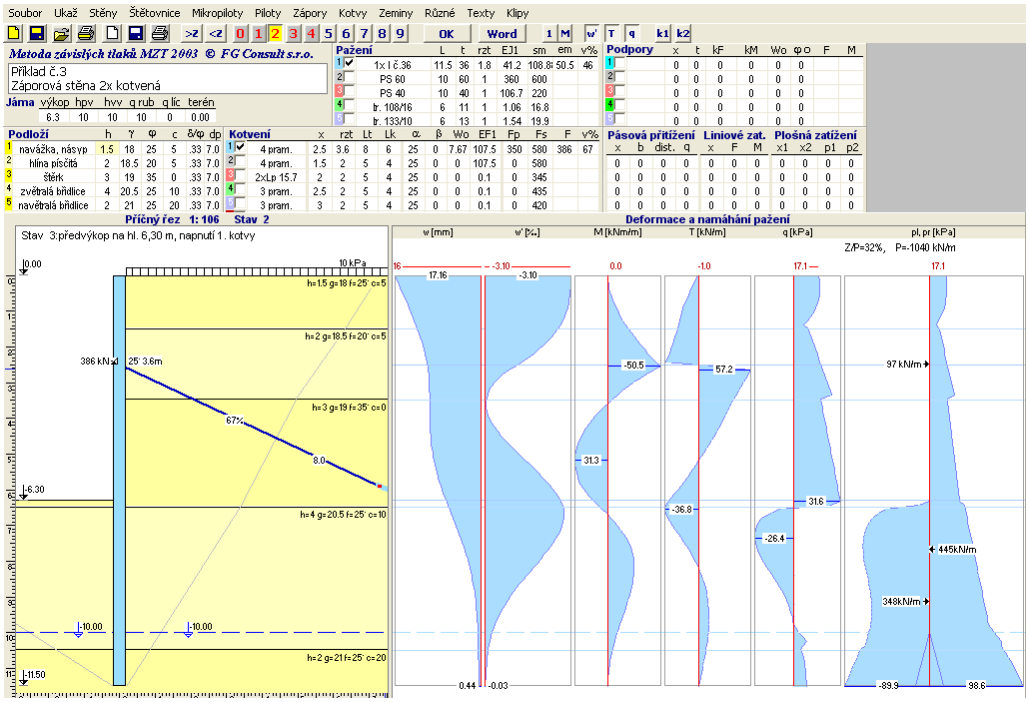
e) napnutí kotvy 2. úrovně a definitivní výkop na hl. 9,0 m, (obr.4.24e).



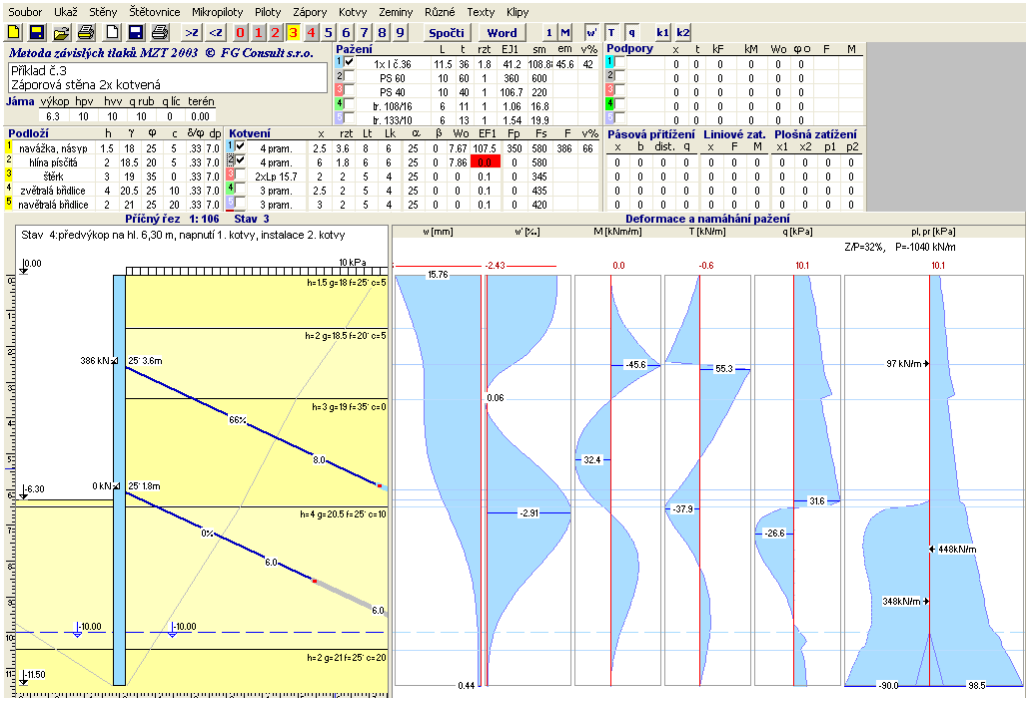
Obr. 4.24 a. Zadání příkladu č.5. Výsledky výpočtu 1. fáze výstavby



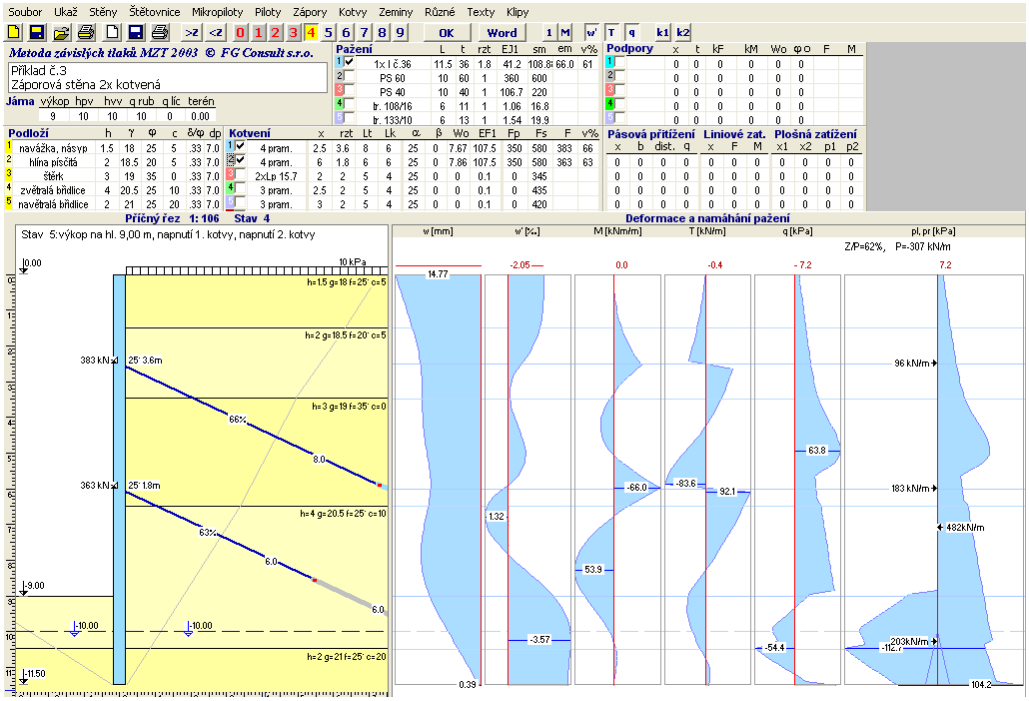
Obr. 4.24 b. Výsledky výpočtu 2. fáze výstavby



Obr. 4.24 c. Výsledky výpočtu 3. fáze výstavby



Obr. 4.24 d. Výsledky výpočtu 4. fáze výstavby



Obr. 4.24 e. Výsledky výpočtu 5. fáze výstavby

Shrnutí výsledků:

a) deformace pažící konstrukce

Fáze výstavby Deformace v bodě	1.fáze u /mm/	2.fáze u /mm/	3.fáze u /mm/	4.fáze u /mm/	5.fáze u /mm/
Povrch zápory	19,52	19,52	17,16	15,78	14,77
V úrovni 1. kotvy	7,67	7,67	10,66	10,14	10,13
V úrovni 2. kotvy	0,13	0,13	7,70	7,95	8,44
V úrovni dna jámy	0	0	1,24	1,13	8,25

b) síly v kotvách

Fáze výstavby Síla v kotvě	1.fáze P /kN/	2.fáze P /kN/	3.fáze P /kN/	4.fáze P /kN/	5.fáze P /kN/
V 1. kotvě	0	350	386	386	383
V 2. kotvě	0	0	0	350	363

c) ohybové momenty

Fáze výstavby Vel. M, poloha z	1.fáze	2.fáze	3.fáze	4.fáze	5.fáze
Moment M /kNm/	-72,18	-72,18	-90,90	-82,08	-118,80
V bodě v hl. z /m/	4,20	4,20	2,50	2,50	6,00

d) dimenzování pažící konstrukce

zápory

- volíme I č.360 (A = 0,00971 m2, W = 0,00109 m^3)
- maxM = 118,80 kNm v hl. 6,0 m
- příslušná normálná síla: N = -(400/2.sin25 + 380.sin25) = -245,12 kN (tlak)

(kotevní síla v 1.kotvě je 400 kN, kotvy jsou po 3,60 m, v 2. kotvě je 380 kN, kotvy jsou po 1,80 m)

- napětí σ = 0,2451/0,00971 + 0,1188/0,00109 = 134,23 MPa < 185,0 MPa – vyhovuje

převázky

- volíme 2xU č.300 (W = 0,00107 m^3)
- max. P = 400 kN, L = 1,80 –2.0,07 = 1,66 m
- maxM = ¼.400.1,66 = 166,0 kNm
- napětí σ = 0,166/0,00107 = 155 MPa < 185,0 MPa – vyhovuje

kotvy

- kotevní síla v 1. kotvě P = 400 kN, v 2. kotvě P = 380 kN
- zkušební síla v 1. kotvě P_p = 500 kN, v 2. kotvě P_p = 475 kN
- volíme kotvy 4xLp 15,7 mm, vnitřní únosnost R = 560 kN

pažiny

- volíme dřevěné tl. 100 mm (W = 0,00167 m^3/m)
- p_{max} = 45,0 kPa
- L = 1,80 – 2.0,07 = 1,66 m
- maxM = 1/8.45,0.1,662 = 15,50 kNm/m

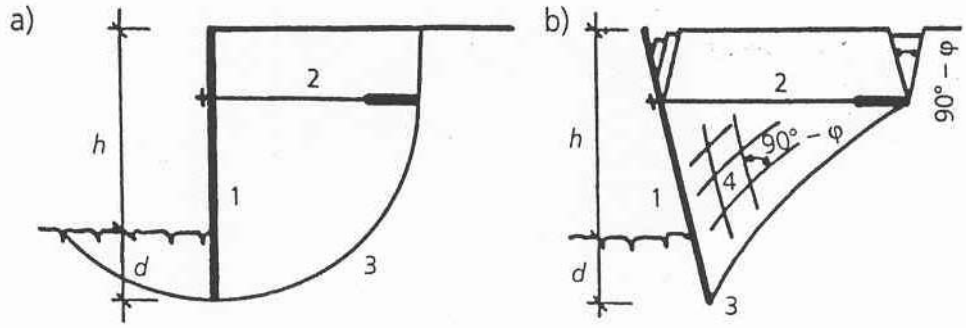
- napětí $\sigma = 0{,}0155/0{,}00167 = 9{,}28$ MPa < 10,0 MPa – vyhovuje

4.2.6 Vnější a vnitřní stabilita pažících konstrukcí

V předchozích kapitolách bylo pojednáno o výpočtu pažících konstrukcí z hlediska stanovení velikosti vnitřních sil potřebných pro dimenzování prvků, jež jsou součástí těchto konstrukcí. Kromě toho je však třeba posoudit jejich vnější a vnitřní stabilitu.

Pro posouzení vnější stability jde zejména o celkovou stabilitu kotvené konstrukce po jisté smykové ploše, jež přesahuje všechny prvky této konstrukce (obr.4.25 a). Postupuje se obyčejně klasickým způsobem známým z výpočtů stupně stability svahů.

Představa o mechanizmu vzniku porušení z hlediska vnitřní stability kotvené pažící konstrukce je složitější a názorně je uvedena na obr.4.25 b. Vychází se z předpokladu, že síla v kotvě odtrhne horninový klín mezi pažící stěnou a kořenem kotvy, dojde k vyklonění stěny směrem do jámy a k plošnému porušení dílčími smykovými plochami.



Obr.4.25 Stabilita kotvené pažící konstrukce: a – mechanizmus pro stanovení vnější stability, b – mechanizmus pro stanovení vnitřní stability; 1 – pažící stěna, 2 – kotva, 3 – smyková plocha, 4 – dílčí smykové plochy

Na základě posouzení vnitřní stability se kontroluje navržená délka kotev a kotevní síla P_k. Statické schéma pro posouzení vnitřní stability kotvené pažící konstrukce je na obr.4.26. Předpokládá se, že se stěna otočí kolem bodu b jako celek, přičemž bod b leží v patě stěny, je-li umožněn vodorovný posun této paty. V opačném případě se bod b umisťuje do úrovně, v níž je součet vodorovných sil pode dnem stavební jámy nulový. Smyková plocha probíhá z bodu b do bodu c, jež je umístěn do středu kotevní délky k a dále pokračuje

svisle do bodu e na terénu. Na klín abce působí soustava následujících vnějších sil:

- G je tíha klínu, do níž se započítá vnější zatížení za rubem stěny p pouze tehdy, je-li úhel $\theta > \varphi$; současně je třeba vzít v úvahu event. zmenšenou tíhu zeminy pod vodou,
- Sa1 je aktivní zemní tlak na svislou stěnu ce,
- Sa je aktivní zemní tlak na pažící stěnu ab,
- T je reakce na smykové ploše bc odkloněná od normály o úhel φ,
- Pk,max , maximální možná kotevní síla, jež je schopna zaručit stabilitu.

Výpočet lze provést graficky (uzavřením složkového obrazce pro neznámé velikosti sil T, $P_{k,max}$ avšak známe jejich směry a známé síly G, S_a, S_{a1}), nebo početně pomocí podmínek rovnováhy ve vodorovném a svislém směru. Platí (za označení úhlů δ je odklon výslednice aktivního zemního tlaku S_a, S_{a1} od vodorovné, ω je sklon kotvy od vodorovné, $\beta = \varphi - \theta$):

$$S_{a1,v} + G - S_{a,v} - T_v - P_{k,max,v} = 0$$

$$S_{a,h} + T_h - P_{k,max,h} - S_{a1,h} = 0 \qquad (4.47)$$

Dále platí:

$$T_v = T.\cos\beta \qquad T_h = T.\sin\beta$$

$$P_{k,max,v} = P_{k,max}.\sin\omega \quad P_{k,max,h} = P_{k,max}.\cos\omega \qquad (4.48)$$

Po dosazení a úpravě získáme pro velikost maximální kotevní síly vztah:

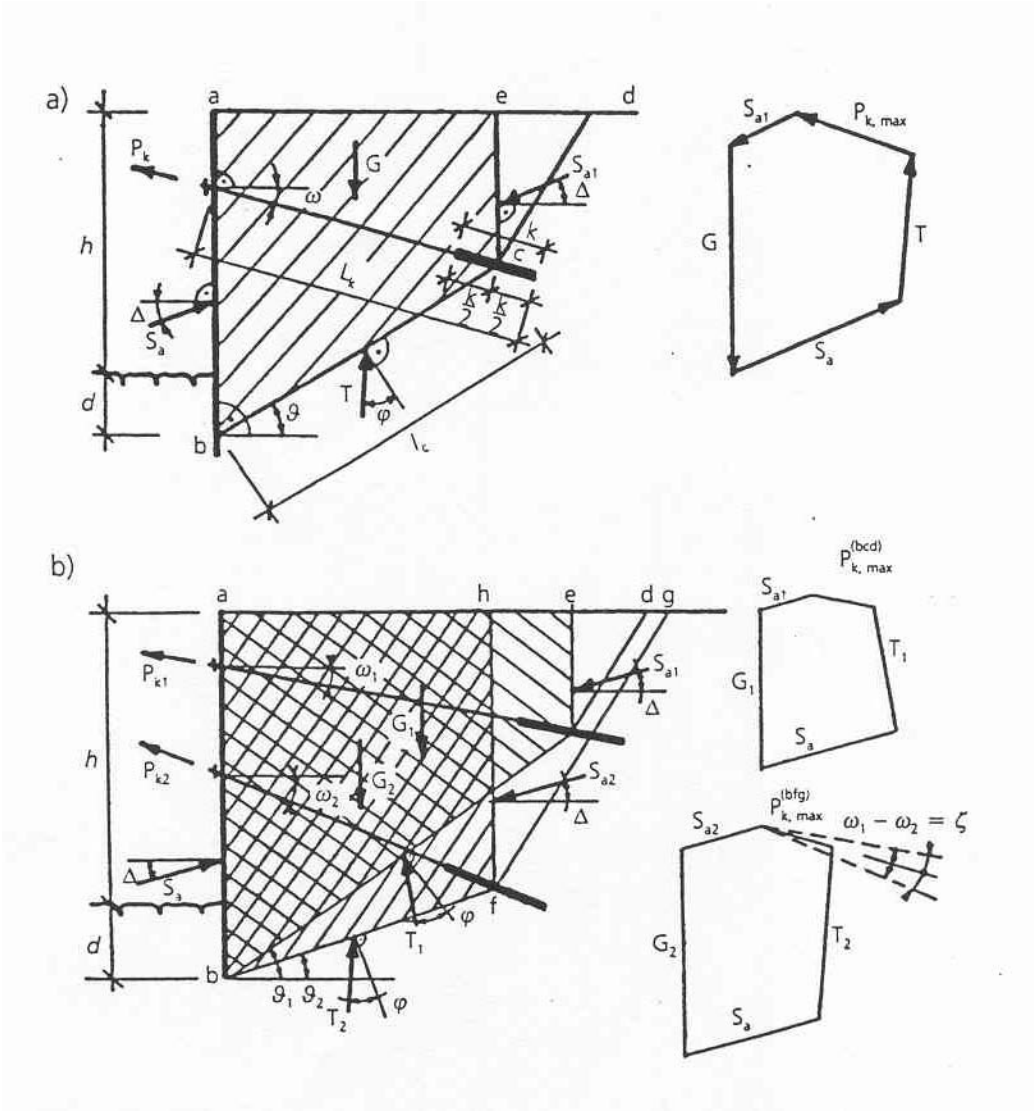
$$P_{k,max} = [G.\sin\beta - (S_{a1} - S_a).(\sin\delta.\sin\beta - \cos\delta.\cos\beta)]/(\sin\omega\sin\beta + \cos\omega.\cos\beta) \qquad (4.48)$$

Požaduje se, aby síla $P_{k,max}$ byla alespoň 1,5-násobkem kotevní síly P_k, tedy stupeň vnitřní stability:

$$\eta = P_{k,max}/P_k \geq 1{,}5 \qquad (4.49)$$

V případě vícenásobně kotvených pažících konstrukcí se postupuje obdobně (obr.4.26 b) tak, že se nejprve vyšetří stabilita horní řady kotev pro smykovou plochu bcd (resp. bce) bez uplatnění síly v 2. kotvě (P_{k2}) a stanovíme stupeň stability:

$$\eta^{(bcd)} = P^{(bcd)}_{k,max}/P_{k1} \geq 1{,}5 \qquad (4.50)$$



Obr.4.26 Vnitřní stabilita kotvené pažící konstrukce: a – jednonásobně kotvená stěna, b – vícenásobně kotvená stěna

Dále se vyšetří stabilita na smykové ploše bfg (resp. bfh) z rovnováhy na zemním klínu abfh, na nějž působí obě kotevní síly P_{k1} a P_{k2}, musí platit:

$$\eta^{(bfg)} = P^{(bfg)}_{k,max}/(P_{k1} + P_{k2}) \geq 1{,}5 \qquad (4.51)$$

Příklad 6

Stanovení vnitřní stability pažící konstrukce z příkladu č.5, kontrola navržené délky kotev.

Nejprve vyšetříme rovnováhu pro případ 1.kotvy. Vycházíme ze statického schéma na obr.4.27 a můžeme stanovit:

- výpočet provedeme pro šířku B = 1,80 m (osová vzdálenost spodních kotev),
- průměrná objemová tíha zeminy v případě zemního klínu:

$\gamma = (1,5.18,0+2.18,5+3.19,0+4.20,5+1.21,0)/11,5 = 19,50\ kN.m^{-3}$

- průměrná velikost úhlu vnitřního tření:

$\varphi = (1,5.25+2.20+3.35+5.25)/11,5 = 25^0$; $\delta = \varphi/2 = 12,5^0$

- (soudržnost zanedbáváme)
- geometrické údaje:

$h_1 = 2,5 + 11,0.\sin 25 = 7,15$ m; $L = 11,0.\cos 25 = 9,97$ m;

$\text{tg}\ \theta = (11,5 – 7,15)/9,97 = 0,4363 \Rightarrow \theta = 23,57^0$ $\beta = \varphi - \theta = 1,43^0$

- síly:

$G = 1,8.19,5.(11,5.9,97 – 9,97.4,35.0,5) = 3263,26$ kN

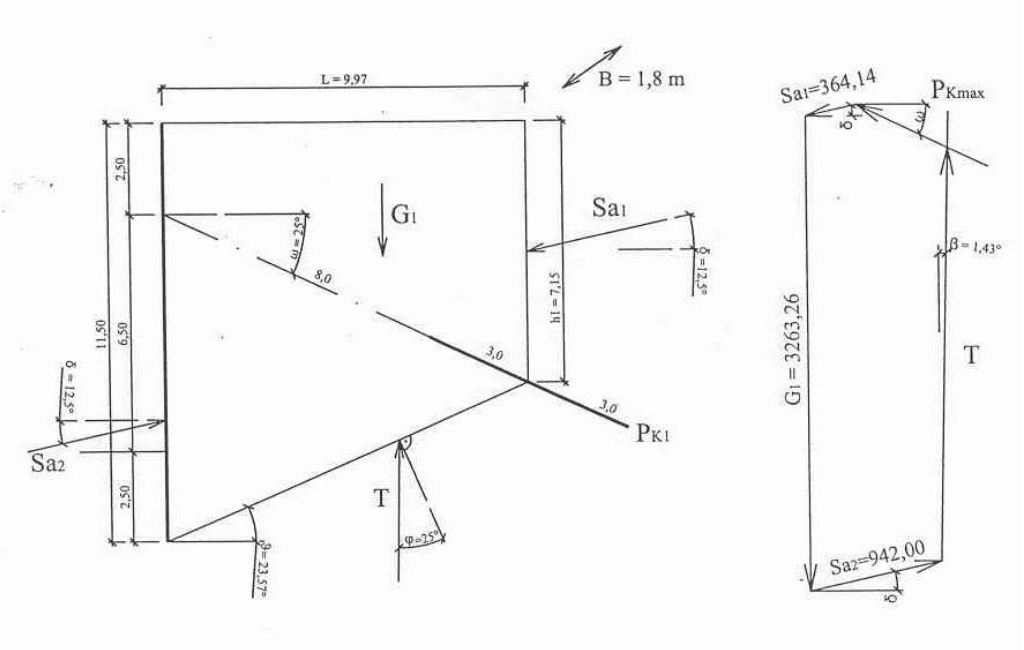
$S_a = 0,5.19,5.1,8.11,5^2.\text{tg}^2(45 – 25/2) = 942,0$ kN

$S_{a1} = 0,5.19,5.1,8.7,15^2.\text{tg}^2(45 – 25/2) = 364,14$ kN

- maximální síla v 1. kotvě:

$P_{k,max} = [G.\sin\beta - (S_a – S_{a1}).(\sin\delta.\sin\beta - \cos\delta.\cos\beta)]/(\sin\omega.\sin\beta + \cos\omega.\cos\beta) = 702,95$ kN

- stupeň bezpečnosti $\eta = 702,95/(400/2) = 3,51 > 1,5$ - vyhovuje



Obr.4.27 Statické schéma pro výpočet vnitřní stability – 1.kotva

Vyšetření rovnováhy pro případ 2. kotvy, resp. celé kotvené konstrukce podle obr.4.28.

- výpočet provedeme pro šířku B = 1,80 m (osová vzdálenost spodních

kotev),

- průměrná objemová tíha zeminy v případě zemního klínu:

$\gamma = (1,5.18,0+2.18,5+3.19,0+4.20,5+1.21,0)/11,5 = 19,50\ kN.m^{-3}$

- průměrná velikost úhlu vnitřního tření:

$\varphi = (1,5.25+2.20+3.35+5.25)/11,5 = 25^0; \quad \delta = \varphi/2 = 12,5^0$

- (soudržnost zanedbáváme)

- geometrické údaje:

$h_1 = 6,0 + 9,0.\sin 25 = 9,80\ m; \qquad L = 9,0.\cos 25 = 8,16\ m;$

$\text{tg}\ \theta = (11,5 – 9,80)/8,16 = 0,2083 \Rightarrow \theta = 11,77^0, \ \beta = \varphi - \theta = 13,23^0$

- síly:

$G = 1,8.19,5.(11,5.8,16 – 8,16.1,7.0,5) = 3050,33\ kN$

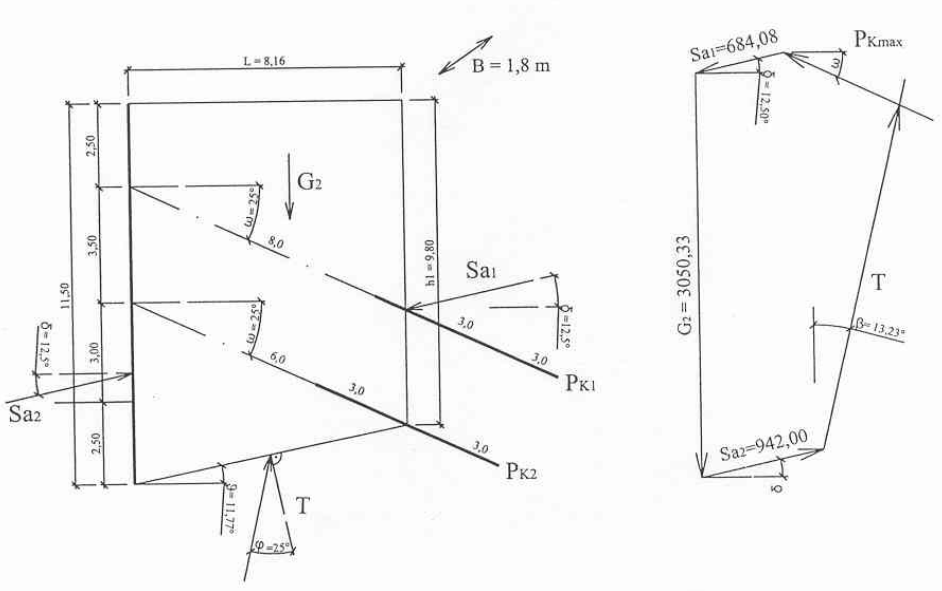
$S_a = 0,5.19,5.1,8.11,5^2.\text{tg}^2(45 – 25/2) = 942,0\ kN$

$S_{a1} = 0,5.19,5.1,8.9,80^2.\text{tg}^2(45 – 25/2) = 684,08\ kN$

- maximální síla v 1. kotvě:

$P_{k,max} = [G.\sin\beta - (S_a – S_{a1}).(\sin\delta.\sin\beta - \cos\delta.\cos\beta)]/(\sin\omega.\sin\beta + \cos\omega.\cos\beta) = 950,50\ kN$

- stupeň bezpečnosti $\eta = 950,50/(400/2 + 380) = 1,64 > 1,5$ - vyhovuje



Obr.4.28 Statické schéma pro výpočet vnitřní stability – 2.kotva

KONTROLNÍ OTÁZKY:

36. Co je to roubení?
37. Jaké druhy roubených konstrukcí znáte?
38. Co je to příložné pažení a kde se používá?
39. Jaká je postup při provádění hnaného pažení?
40. Co je to stavební jáma?
41. Jaká je technologie provádění záporového pažení?
42. Co jsou to pilotové stěny a jaké druhy pilotových stěn znáte?
43. Jaký je technologický postup provádění konstrukční podzemní stěny?
44. Co je to zemní tlak, jaké druhy zemních tlaků znáte?
45. Na čem závisí velikost zemního tlaku?
46. Jaké jsou účinky podzemní vody na pažící konstrukce?
47. Co je to proudový tlak a jak se stanoví?
48. Jak se projeví rovnoměrné zatížení rubu pažící konstrukce na velikosti zemních tlaků?
49. Jaký je rozdíl mezi tuhou a ohebnou pažící konstrukcí?
50. Nakreslete statické schéma nekotvené a nerozpeřené tuhé pažící konstrukce.
51. Nakreslete statické schéma jednonásobně kotvené tuhé záporové stěny.
52. Stanovte postup statického posouzení vícenásobně kotvené podzemní stěny.
53. Jaký je princip metody závislých tlaků?
54. Nakreslete schéma pro posouzení kotvené pažící konstrukce z hlediska vnější stability.
55. Nakreslete statické schéma pro posouzení vnitřní stability kotvené pažící konstrukce.

5 Seznam použité literatury

5.1 Studijní prameny

5.1.1 Seznam použité literatury

[1] Bradáč, J.: *Základové konstrukce.* AN CERM, Brno1995. ISBN 80-85867-60-5

[2] DeCock & Legrand /1997/: *Design of axially loaded piles,* European practice, A.A.Balkema, Rotterdam, 1997, 377 s.

[3] Hulla, J. et al./1987/: *Zakladanie stavieb,* Alfa Bratislava, 1987, 456 s.

[4] Maceková, V., Vlček, M.: *Zakládání staveb.* ERA group, s.r.o. Brno 2004

[5] Masopust, J. /1994/: *Vrtané piloty*, Čeněk a Ježek Praha, 1994, 263 s.

[6] Masopust, J. /2004/: *Speciální zakládání staveb - 1.díl,* Akademické nakladatelství Cerm, s.r.o. Brno, 2004, 141 s.

[7] Paseka, A., Bažant, Z.: *Stromy a stavební objekty založené na objemově nestálých zeminách.* Sekurkon. Brno 2005

[8] Smoltczyk, U. et al. /1982/: *Grundbau Taschenbuch, 3. Aufgabe, Teil. 2*, W.Ernst u. Sohn, Berlin, 1982, 995 s.

[9] Štěpánek, Z.: *Zakládání staveb - výpočty.* Vydavatelství ČVUT. Praha 1997

[10] Turček, P. a kol.: *Zakládání staveb.* Jaga, Bratislava 2005. ISBN 80-8076-023-3

[11] Weiglová, K., Glisníková, V., Masopust, J.: *Mechanika zemin a zakládání staveb.* AN CERM, Brno 2003. ISBN 80-214-2376-5

[12] ČSN 73 1001 *Základová půda pod plošnými základy*. 1987

[13] www.unisto-beroun.cz