



Edmítrij Pome, František Čermák a kol.

Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí



- ☐ rekonstrukce stavebních objektů ze zděných, betonových, ocelových a dřevěných konstrukcí
- ☐ průzkumy pro základní hodnocení objektu i stavebních hmot
- ☐ doporučené postupy pro sanaci poruch a zpevňování konstrukcí

Konstrukce objektů bytového fondu v období 1850 až 1960 (D. Pume)	5
Rozvoj výstavby bytového fondu	5
Charakteristika konstrukcí vícepodlažních budov	5
Typické uspořádání konstrukcí vícepodlažních zděných budov	7
Dříve platné předpisy pro konstrukce obytných budov	9
Stavebně technické průzkumy	10
Způsobilost stavebních objektů a použitých materiálů (D. Pume)	10
Účel a rozsah stavebně technických průzkumů (V. Kučera)	11
Účinky zatížení (F. Čermák)	12
Charakteristiky	12
Statická zatížení	12
Dynamická zatížení	16
Ochrana zdraví	20
Vlhkost stavebních konstrukcí (J. Lebeda)	22
Účinek vlhkosti na zdraví lidí, vlastnosti stavebních hmot a energetickou bilanci	22
Zdroje a transportní cesty vlhkosti a vody	22
Základní průzkum vlhkosti zdiva	23
Sanace vlhkého zdiva	23
Teplně technické vlastnosti vnějšího pláště objektů (D. Navrátil)	24
Teplně technické požadavky	24
Příčiny a projevy vad a poruch	24
Vlastnosti materiálů a konstrukcí	25
Metody vyhodnocování průzkumů	25
Sanace poruch	25
Zděné stěnové konstrukce (D. Pume)	26
Konstrukční uspořádání	26
Vývoj pálených cihel a metod jejich zkoušení	27
Stanovení pevnosti v tlaku cihel a tvárnic	29
Stanovení pevnosti v tlaku malty	29
Stanovení pevnosti v tlaku zdiva	29
Stanovení mechanických a konstrukčních vlastností zděných stěn	30
Konstrukční vady zdiva, zděných stěn a příček	30
Lokální poruchy zdiva	31
Trhliny ve zděných sloupech	32
Trhliny ve zděných stěnách	32
Soustavy trhlin ve zděných vícepodlažních budovách	33
Trhliny v nenosných zděných prvcích	35
Sanace zdiva	36
Zesilování zděných sloupů, pilířů a stěn	38
Zděné klenby (D. Pume)	42
Konstrukční uspořádání zděných kleneb	42
Sířednice valených kleneb	43
Rozměry valených kleneb podle dřívějších pravidel	43
Statické působení kleneb	45
Statický výpočet valených kleneb	47
Únosnost kleneb	47
Stanovení pevnosti v tlaku zdiva stávajících kleneb	48
Konstrukční vady zděných kleneb	48
Lokální poruchy zdiva kleneb	48
Poruchy kleneb	49
Sanace a zesilování kleneb	49
Betonové konstrukce (S. Modrý)	50
Fyzikální procesy porušování betonu	50
Chemické procesy porušování betonu	55
Koroze výztuže	56
Klasifikace a hodnocení agresivity prostředí	59
Hodnocení stupně napadení	59
Sanace porušeného betonu	60
Původ a příčiny vad a poruch	62
Stavebně technický průzkum betonové konstrukce (F. Čermák)	62
Ocelové konstrukce (M. Tocháček)	63
Používání kovových materiálů	63

Vady a poruchy ocelových konstrukcí	65
Zesilování a rekonstrukce ocelových konstrukcí	70
Dřevěné konstrukce (J. Starý)	75
Dřevěné stropy	75
Historické konstrukční předpisy a empirická pravidla navrhování dřevěných stropů	76
Dřevěné krovky	77
Statické posouzení krovů (V. Kufner)	78
Pravidla navrhování krovů podle dřívějších předpisů	82
Mechanické vlastnosti dřeva (F. Čermák)	86
Metody zjišťování vlastností dřevěných prvků	89
Vyhodnocení vad a poruch	90
Opravy a zesilování dřevěných prvků a konstrukcí	90
Biologický průzkum dřevěných konstrukcí (L. Hruška)	92
Nejvýznamnější biotičtí škůdci dřeva (L. Hruška)	92
Metodika biologického průzkumu (L. Hruška)	93
Sanace dřevěných konstrukcí napadených biotickými činiteli (L. Hruška)	94
Střešní pálená krytina (J. Medulán)	94
Zakládání staveb (F. Čermák)	95
Členění základů a podmínek zakládání	95
Stavebně technický průzkum základů	95
Inženýrskogeologický průzkum	98
Měření při stavebně technických průzkumech (F. Čermák)	103
Základní rozdělení zkoušek a metod	103
Metodiky a přístroje pro průzkum konstrukcí a vlastností stavebních materiálů	103
Jiné nedestruktivní metody	104
Geodetická měření (V. Fučík, M. Kašpar)	122
Literatura	125
Seznam ČSN	127

Konstrukce objektů bytového fondu v období 1850 až 1960

Rozvoj výstavby bytového fondu

Objekt bytového fondu, které je nutno v současné době přestavět, tj. modernizovat, rekonstruovat nebo opravovat, pocházejí většinou z období mezi léty 1850 až 1960. Zdrárné vykonání stavebně technických průzkumů objektů bytového fondu včetně hodnocení výsledků těchto průzkumů, stejně jako hospodárné projektování a provádění přestavby, je možné jen na základě znalostí o dřívě užívaných metodách a postupech při navrhování a provádění obytných budov, o vlastnostech používaných materiálů a o stavebních předpisech, platných v té době. Mnoho uváděných poznatků lze aplikovat i na zděné budovy občanské a průmyslové.

Protože průzkum i přestavba **vícepodlažních budov** jsou náročnější a významnější než u objektů jednopodlažních (navíc tyto činnosti pokrývají), je obsah příručky a zejména obsah této kapitoly zaměřen na objekty vícepodlažní.

Z hlediska vlastního provádění obytných objektů vykazovalo období od roku 1850 do roku 1910 znaky **technické a právní stabilizace** se současným povolením rozšiřováním sortimentu stavebních materiálů a z toho plynoucím zdokonalováním stavebních prvků a konstrukcí.

Od poloviny 80. let minulého století začaly postupně platit předpisy pro navrhování a výstavbu obytných budov (Stavební řády), které byly významným činitelem technického pokroku.

Po skončení I. světové války, v podmínkách hospodářské prosperity nového státu, nastalo nové období rozvoje bytové výstavby. Bylo přerušeno hospodářskou krizí na konci 20. let, avšak obnovilo se a trvalo s poněkud menší intenzitou až do roku 1939, tj. do začátku II. světové války. Současné s výstavbou obytných budov v nových městských čtvrtích se v centru řady měst realizoval poměrně velký počet veřejných a správních budov za použití obdobných technologických postupů jako při bytové výstavbě. Po roce 1945 se bytová výstavba obnovila a přibližně do roku 1950 přímo navazovala na předválečné technologické a konstrukční zásady. Později však postupně docházelo ke změnám. Ke konci

50. let nastal prudký rozvoj výstavby panelových bytových objektů. Problematika jejich oprav, modernizace a rekonstrukce je natolik specifická, že není předmětem této publikace.

Charakteristika konstrukcí vícepodlažních budov

Základními materiály pro výstavbu objektů bytového fondu v letech 1850 až 1910 byly **zdivo** (převážně cihelné) a **dřevo**.

Základy těchto objektů byly základové pásy z velmi jednoduše provedeného kamenného zdiva na vápennou (výjimečně vápenocementovou) maltu. Použitý kusový kámen byl nepravidelný a neopracovaný.

Nosné a nenosné **stěny** vícepodlažních obytných budov (se 2 až 5 nadzemními podlažními) byly zděné z plných cihel. Po roce 1920 se sortiment cihel začal rozšiřovat – začaly se vyrábět pálené cihly děrované a dutinové, a též některé pálené tvarovky.

Stropními konstrukcemi nad sklepy (nad podzemním podlažím) byly **zděné klenby**, zpravidla jednoduché valené klenby z plných cihel. Klenby byly předepsány i v prostorech schodišť a chodbech. Nad místnostmi nadzemních podlaží byly **dřevěné trámové stropy**.

Až do začátku 20. století se zděné klenby a dřevěné trámové stropy stavěly téměř beze změn podle ustálených pravidel.

Na přelomu 19. a 20. století se ve zděných objektech začalo postupně používat mnoho nových druhů stropních konstrukcí. Popis těch nejdůležitějších je uveden např. v [4]. Jestliže se při průzkumu zjistí poruchy takové stropní konstrukce, je nutno vyhledat příslušnou odbornou literaturu a závažnost poruchy posoudit. Tato publikace nemá odbornou literaturu nahrazovat, a proto uvádí jenom přehled stropních konstrukcí, které se na našem území realizovaly v letech 1920 až 1939 nejčastěji.

1. Nevytužené rovné (ploché) klenby z cihlářských výrobků mezi ocelovými nosníky:

* rovné (ploché) klenby z plných pálených cihel s „klenutím obýčejným“ nebo „klenutím pásovým“ nebo s „klenutím na

střídavý rámenář“. Při pásovém klenutí se cihly ukládají nastojato (vzhledem k líci klenby) tak, že směr délky cihel je stejný jako směr rozpětí klenby. Klenutí na střídavý rámenář je označení pásového klenutí, kdy se řada cihel rovné klenby střídá s řadou cihel zakřivené klenby;

* rovné (ploché) klenby z keramických (pálených) tvarovek, většinou dutinových.

2. Rovné (ploché) klenby z plných pálených cihel, vyztužené ocelovými pásy, zpravidla průřezu 1/20 až 1/25 mm, umístěnými nastojato v osových vzdálenostech 75 mm, při rozpětí do 3000 mm mezi ocelovými nosníky (Kleinovy klenby).

3. Klenby z prostého betonu při rozpětí od 1400 do 2000 mm mezi ocelovými nosníky.

4. Stropy z ocelových nosníků a stropních pálených dutinových desek Hurdis.

5. Monolitické vyztužené rovné a klenuté Monierovy stropy s nosnými žebry průřezu písmene T, buď přímo postaveného nebo obráceného.

6. Velmi rozšířené, „klasické“ monolitické vyztužené žebrované betonové stropy, typu Henebique.

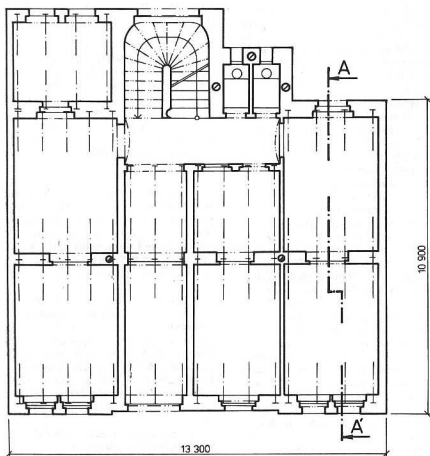
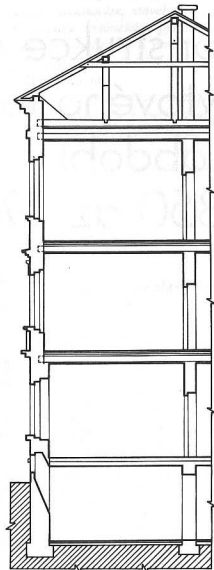
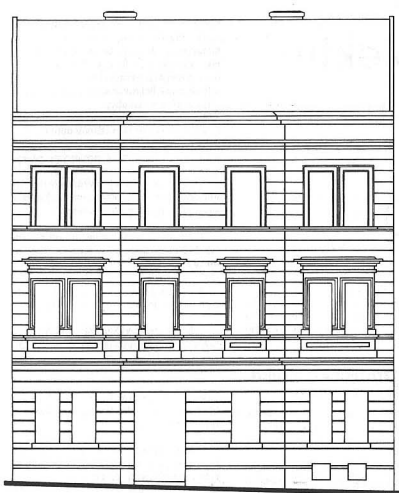
7. Monolitické deskové betonové stropní konstrukce a rovným podhledem a se skrytými vyztuženými žebry v jednom nebo dvou směrech, kdy se žebra vytvoří uložením výtuzte a betonové směsi do mezer mezi řadami stropních vloček – buď cihlářských výrobků nebo lehkých betonových tvárnic nebo malých dřevěných truhlíků.

8. Montované stropní konstrukce:
* montované stropní konstrukce, sestavené z plných nebo dutinových nosníků stejného obdélníkového průřezu, které jsou uloženy těsně vedle sebe;
* montované stropní konstrukce, sestavené z betonových nosníků průřezu obráceného písmene T, mezi nimiž jsou dutinové stropní vločky vhodného tvaru.

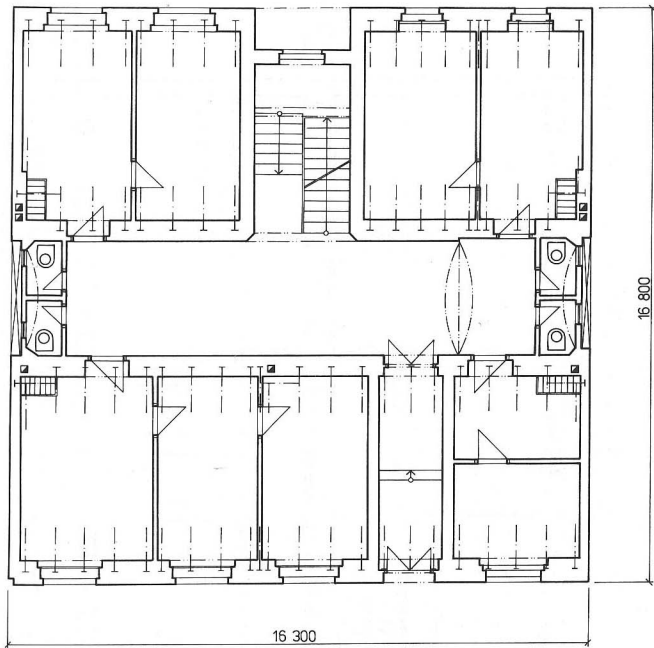
Konstrukční uspořádání **dřevěných krovů** se řídilo empirickými pravidly. Krovy takto provedené měly dostatečnou únosnost i tuhost. Pokud se nezanedbávala údržba střešní krytiny, byla i jejich trvanlivost velmi dobrá. S průzkumem krovů úzce souvisí průzkum **střešní krytiny**.

V krátkém období po roce 1945 se obytné objekty stavěly podle předválečné koncepce. První velkou změnou bylo uplatnění těžké mechanizace při zemních pracích a lehkých jeřábů s vložnicí na staveništiích dvou až čtyřpodlažních budov. Další významnou změnou bylo zavádění svisle děrovaných cihel nahrazujících plné cihly.

Centralizované řízení hospodářského života byla hlavní příčinou zavádění typových projektů vícepodlažních zděných budov v letech 1950 – 1960, a to nejprve s



Obr. 1 • Dvojtraktový řadový obytný dům
v Praze Nuslích: pohled • řez • půdorys přízemí



Obr. 2 • Půdorys přízemí trojtraktového řadového obytného domu v Praze Vršovicích

podélnými, později i s příčnými nosnými stěnami. Výrazem snah po racionalizaci zednických prací byla montáž zděných stěn z tzv. cihelných kvádrů (bloků) nebo bloko-panelů a prefabrikovaných překladů. Jako cihelné kvádry (bloky) se označovaly stěnové dílce na výšku jedné třetiny nebo poloviny výšky podlaží, jako cihelné bloko-panely – dílce na výšku podlaží, v obou případech zhotovené buď z plných cihel nebo svisle děrovaných cihel CDm v jednoduchých výrobních v prostoru cihlen. Dílce nebyly vyztuženy, byly jenom opatřeny závěsnými oky. Nízké dílce se osazovaly na vazbu. Dílce na výšku podlaží se řadily vedle sebe. Betonové stropní konstrukce byly montovány z betonových dílců deskových nebo nosníkových. Stropní konstrukce byly vždy opatřeny věncovou výztuží. V některých místech se stěnové dílce zhotovovaly z lehkých betonů s

lehkým kamenivem – ze škvárobetonu, struskopemzobetonu nebo keramzitbetonu.

Typické uspořádání konstrukcí vícepodlažních zděných budov

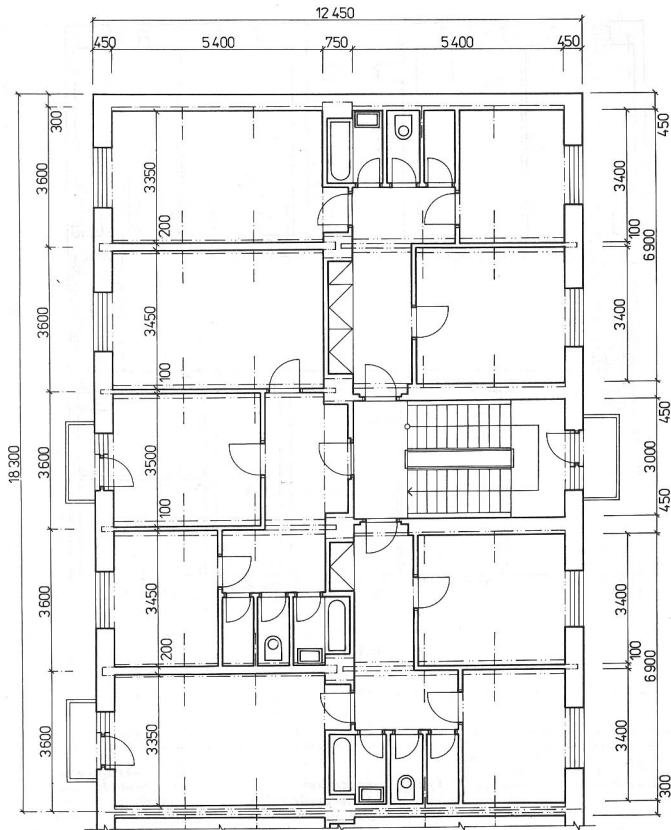
Vícepodlažní obytné zděné budovy byly v letech 1850 – 1930 téměř výlučně konstrukčně uspořádány jako dvoj- nebo trojtraktury s podélnými nosnými stěnami (vnitřní a vnější), na nichž byly uloženy dřevěné stropní trámy.

Uspořádání koncových a rohových objektů bylo individuální. Tyto objekty vždy vyžadují větší pozornost při průzkumu, zejména při zjišťování směru uložení stropních trámů.

Převážná většina objektů byly řadové obytné domy. Následují tři příklady těchto

domů – dvojtraktového z roku 1901, trojtraktového z roku 1911 a dvojtraktového z roku 1958.

Dvojtraktový řadový dům (obr. 1) má tyto půdorysné rozměry – šířku 13,30 m a hloubku 10,90 m. Byl postaven v roce 1901 a má 3 nadzemní podlaží a jedno podzemní (sklep). Točité schodiště je vysunuto před dvorní průčelí, aby nezabíralo místo uvnitř půdorysu domu. Světél hloubky traktů jsou téměř stejné a mění se od 4,65 m do 4,80 m ve dvorním traktu a od 4,60 m do 4,75 m v uličním traktu. Tloušťky podélných obvodových stěn jsou 600 mm v přízemí a v podzemním podlaží, 450 mm v 2. a 3. nadzemním podlaží. Tloušťka podélné střední stěny je 450 mm. Tloušťka štitových stěn je 300 mm. Chodba se světlou šířkou 2,10 m v přízemí je přístupem ke schodišti. Sociální zařízení je skromné – v každém podlaží se dvěma byty jsou dva klozety,



Obr. 3 • Půdorys 2. podlaží dvojtraktového koncového řadového obytného domu v Pardubicích

přístupné ze schodiškové podesty. Rozbor půdorysného uspořádání bytů se neuvádí.

Trojtraktový řadový dům (obr. 2) má tyto půdorysné rozměry – šířku 16,30 m a hloubku 16,80 m. Byt, postaven v roce 1911. Dům má 4 nadzemní podlaží a jedno podzemní. Pohodlné schodiště je situováno ve dvorním traktu, což bylo téměř pravidlem, aby se dosáhlo pravidelného uspořádání okenních otvorů v uličním

průčelí. Světlé hloubky obou vnějších traktů jsou stejné a mění se od 5,40 m do 5,70 m. Světla hloubka středního traktu je 3,30 m. Tloušťka vnitřních podélných stěn je 600 mm. Tloušťky vnějších podélných stěn se po výšce domu mění podle ustanovení stavebního řádu od 750 mm do 450 mm. Tloušťka štitových stěn je po celé výšce 300 mm. Poloha vnitřních podélných stěn a z ní vyplývající poměrně velká

světlost středního traktu je důsledkem rozhodnutí projektanta, že délka dřevěných stropních trámů nemá překročit hodnotu 6,0 m, a že se dodrží hloubka domu 16,8 m. Sociální zařízení v každém podlaží je omezeno na 4 kložety, které jsou přístupné ze schodišťových podestí.

Dvojtraktový koncový řadový dům (obr. 3) má tyto půdorysné rozměry – šířku 18,30 m a hloubku 12,45 m [3]. Byl posta-

v roce 1958 a má 4 nadzemní podlaží a jedno podzemní. Dvojramenné schodiště je ve dvorním traktu. Světél hloubky obou traktů jsou stejné (5,40 m). Po konstrukční stránce jde o upravený typ T16. Konstrukční výška nadzemního podlaží je 3,00 m, u nadzemních podlaží je 2,80 m. Podélné nosné stěny tl. 450 mm, vnější štitová stěna tl. 450 mm a vnitřní štitová stěna tl. 300 mm jsou z cihelných bloků z plných cihel P10 na vápenocementovou maltu M 2,5. Střední nosnou část tvoří betonové sloupky průřezu 750 x 750 mm, z osových vzdáleností 3,6 m. Nosné betonové průvlak RZP 28-600 tvaru obráceného písmene T jsou uloženy na betonových sloupech a vnějších stěnách. Na průvlacích jsou uloženy stropní panely řady PZD.

Dříve platné předpisy pro konstrukce obytných budov

Zákony v českých zemích

Stavební řád pro město Prahu platil od 10. dubna 1886. *Pro Plzeň a České Budějovice* platil od roku 1887. *Pro ostatní města* platil od roku 1889. *Stavební řád pro Království české*, který byl v požadavcích na stavební konstrukce mírnější. *Stavební řád pro město Prahu* byl upraven zákonem č. 211 o stavebních úlevách z roku 1919, později zákonem o stavebním ruchu z roku 1927 a dále zákonem č. 65 Sb. z roku 1936. Tyto předpisy obsahovaly některé zmíněné požadavky původního Stavebního řádu na konstrukce, současně však projektant měl k dispozici stále více zevrubných podkladů pro statické výpočty.

Zásady Stavebního řádu z roku 1886 (text částečně upraven podle současného názvosloví)

1. Zákon určoval rozměry cihel pro zděni jednotné – 290 x 140 x 65 mm (klasický formát) a případně tzv. cihly tříčtvrtinné – 210 x 140 x 65 mm (německý formát). Uvádí se, že konstrukce je třeba dimenzovat podle statických výpočtů. Tloušťka zdi byla odstupňována po 150 mm.

2. Pro obytné domy s obvyklými dřevěnými stropy a zdmi s tzv. obyčejných (pálených) cihel (s pevností v tlaku 10 MPa) na maltu vápennou platilo obecné pravidlo: Pokud místnosti v nejvyšším patře nejsou „hlubší“ než 6,5 m, hlavní (nosné obvodové) zdi neměly být tenčí než 1 1/2 cihly, tj. 450 mm. Hlavní nosné zdi z lomového kamene v tomto případě neměly být tenčí než 600 mm. Byly-li pokoje „hlubší“ než 6,5 m, pak tloušťka cihelných zdí v nejvyšším patře byla nařízena na 2 cihly, tj. 600 mm, v případě kamenných zdí 700 mm. V takové budově měly být zdi zesíleny v každém patře směrem dolů o 80 mm nebo v každém druhém patře o 150 mm. Základové zdivo mělo být o 150 mm širší než zdivo v přízemí. Pro střední zdi v budovách dvoupatrových postačovala zeď tloušťky 450 mm a v budovách vyšších 600 mm pro všechna podlaží.

3. Pro komínové zdivo platilo, že po

obvodě průdchu je třeba zdivo nejméně v šířce cihly, tj. 150 mm.

4. Pro zdi hraniční (štitové), kde nebyla v blízké době očekávána přístavba, byla stanovena nejmenší tloušťka zdiva 450 mm.

5. Pokud bylo užito stropů klenutých do ocelových nosníků či stropů dřevěných na ocelových nosnících, mohla být tloušťka zdiva menší dle statického výpočtu a rozhodnutí stavebního úřadu.

6. Z protipožárních důvodů musel být každý dům od sousedních objektů oddělen zdi nejméně 150 mm tlustou, nepřerušenou otvory či zapuštěnými dřevěnými prvky. Byla-li délka budovy větší než 30 m, musela být po celé šířce budovy provedena zeď proti ohni. Zřizování nosných hrázdních či dřevěných zdí zpravidla nebylo povoleno.

7. Sklepy bylo nařízeno „zastropit“ klenbou.

8. Objekty v inundačním území měly mít stropní zdivo na hydraulickou maltu.

9. Podzemní byty měly být izolovány izolačním prostorem o šířce 300 mm spojeným s vnějším vzduchem.

10. Stavebník musel v přízemí zaklenout stropy nad vchodem a vjezdem, ostatní stropy pak zřítit podle účelu místnosti.

11. Podlahy bytů v přízemí měly být nejméně 450 mm nad terénem a 300 mm nad nejvyšší hladinou vody z roku 1895.

12. Okenní a dveřní křídla se musela otvírat v přízemí směrem do objektu.

13. Schodiště a chodby měly mít nejmenší šířku 1,3 m a měly být ohnivzdorné od půdy ke sklepu.

14. Domy obytné neměly mít více než čtyři patra včetně polopatra (mezaninu). Výška domu měla být rovna šířce ulice, výška hrany hlavní římsy od chodníku neměla přesahovat 25 m a podlaha v nejvyšším obytném patře být výše než 20 m nad zemí. Veškeré obytné místnosti měly mít světlou výšku nejméně 3 m a klenuté místnosti střední výšku 3 m.

15. Dřevěné stropy měly mít 80 mm tlustý náspyt stavebního rumu pod podlahou. Strop v nejvyšším patře měl být ohnivzdorný a dimenzovaný tak, aby unesl při požáru tuhý padající krovu a zdiva. Toto ustanovení neplatilo pro objekty průmyslové a živnostenské.

16. Krovky měly být odstavěny od konstrukce stropu posledního podlaží a krytina měla být ohnivzdorná (neplatilo pro průmyslové a živnostenské objekty). Pozděně krovu měly být uloženy nejméně 80 mm nad dalžbou půdy. Zřizování půdních bytů bylo zakázáno, kromě domů do třech patra na předměstí, přičemž podlahy bytů musely být ohnivzdorné odděleny od stropů posledního patra.

17. Hlavní římsa střechy měla být zřízena z ohnivzdorného materiálu, její stabilita musela být zajištěna buď dostatečnou nadezdívkou nebo zakotvením do konstrukce domu.

18. Domovní stoky měly být určené profily 600/1050 mm. Konstrukčním materiálem byl určen buď kámen nebo cihly na hydraulickou maltu vápennou nebo cementovou. Cihelné stoky měly mít dno a klenbu ze dvou stojatých vrstev cihel nejméně 290 mm tlustých a spáry vypálené (vyhlazené ocelovým hladítkem). Stoky zhotovované z betonu musely mít stěny nejméně 200 mm tlusté.

19. Vsačovací jámy pro dešťovou vodu byly zakázány.

20. Balkóny a otevřené galerie v domech měly vystupovat nejvýše 1,3 m a musely být ohnivzdorné konstrukce.

21. Dřevěné konstrukce měly být vzdáleny od komínového zdiva nejméně 150 mm.

22. Průřezné komíny měly stanovený profil 440/480 mm. Komíny „silných topení“, tj. pro kotelný, musely být dimenzovány natolik, aby bylo možno je zvýšit na 30 m. Napětí v tlaku v konstrukci komínů od vlastní hmotnosti nemělo překročit hodnotu 800 KPa.

23. Parní kotelný musely být odděleny od dílen zdi nejméně 600 mm tlustou a nesměly být zaklenuty.

■ Úlevy při zřizování domů obytných, rodinných, letohrádků a domů dělnických podle zákona z roku 1902:

1. Zdi musely být nejméně 450 mm tlusté z lomového kamene nebo smíšeného zdiva. Hlavní zdi při šířce traktu do 6,5 m směly být v horních dvou patrech 450 mm tlusté. Zdi tenčí než 450 mm musely být vždy z pálených cihel. Vnější zdi domů přízemních, jakož i nejvyšší patra domů vyšších mohly být 300 mm tlusté, pokud zdi byly z pálených cihel a nepřevyšovala-li výška patra 3 m.

2. V těchto objektech bylo povoleno zřizovat stěny hrázdné.

3. Příčné stěny byly povoleny z libovolného staviva, příčky mezi byty musely být ze zdiva 150 mm tlusté nebo vyztužené hrázdné.

4. Tloušťka komínových zdí musela být nejméně 450 mm.

5. Trakty směly být nejvýše 25 m dlouhé uzavřené protipožární zdi 150 mm tlustou až nad střechu, v případě sousedních objektů mohla být zeď společná. Zdivo mohlo být z betonu při stejné tloušťce jako u zdiva cihelného.

6. Byly povoleny podkrovní byty, pokud byla jejich konstrukce oddělena od krovu a ohnivzdorná.

■ Úlevy pro obytné domy obecně prospěšné podle zákona č. 211 z roku 1919:

1. Je možno povolit pět pater mimo přízemí, je-li světlá výška 2,6 m a nejsou-li podzemní místnosti určeny k obývání, obytné podkrovní i polopatro se počítá jako patro. V podkrovní musí být světlá výška 2,5 m alespoň na polovině plochy místnosti.

2. Stavební úřad může pro výši nahodilého zatížení pro statický výpočet stropů

připustit úlevu – pro nahodilé zatížení nad stropem posledního patra 1,5 kN/m², i když nad tímto stropem je obytné podkrovní.

3. Stropnic nad posledním patrem je možno užít jako vazných trámů.

4. Zevní i vnitřní zdi u jednopatrových objektů, jakož i dvě nejvyšší patra domů vyšších je možno povolit v tloušťce 300 mm, jsou-li stavěny z pálených cihel a není-li světla výška místnosti vyšší než 2,6 m a nepřesahuje-li hloubka traktu 5,5 m. Zesílení v nižších podlažích se provádí podle statického výpočtu.

Při probíhajících střepech uložených na hlavních zdech mohou být střední zdi přízemních domů s podkrovím provedeny v tloušťce 150 mm, nepřesahuje-li světla výška místnosti 2,6 m a světla hloubka traktu 5,5 m. Příčky dělicí místnosti téhož bytu je možno provést z cihel v tl. 80 mm, při volbě jiných konstrukcí 50 mm silné.

5. Cihelné klenby do rozpětí 1,2 m lze provádět v tloušťce 1/4 cihly, pro stropní konstrukce lze užívat i jiných „materiálů konstrukcí“ než dřeva, cihel a kamene.

6. Požární zdi domů přízemních stačí provést jen k nespálne krytí v tloušťce 80 mm, jsou-li vyztuženy pilířky.

7. Volně stojící obytné domy přízemní s podkrovím mohou být stavěny ze dřeva na zděné podezdívce, budou-li stěny trámové, oboustranně prkny obité a uvnitř opatřené hladkou rákosovou omítkou. Stěny jsou též povolené roubené bez omítky.

Podle zákona o stavebním ruchu z roku 1927 bylo možno:

1. Volit stavební materiál dle názoru

stavebníka tak, aby nebyl na újmu trvanlivosti a vzhledu budovy.

2. Domy obytné mohly být povoleny o pěti patrech. Světlou výšku bylo možno snížit na 2,6 m a v podkroví na 2,5 m, pokud nebyla výška objektů stavebním řádem určena jinak než počtem pater.

Zásady rakouských a německých předpisů [1]

Rozměry plných cihel, předepsané v Rakousku a v Bavorsku, byly stejné jako na území českých zemí, tj. 290 x 140 x 65 mm.

V Německu byl pro plné cihly od 1. ledna 1872 v souvislosti se zaváděním metrické soustavy předepsán jednotný, tzv. normální nebo říšský formát – 250 x 120 x 65 mm. V severním Německu se od roku 1898 povolily rozměry cihel 220 x 105 x 50 mm („Oldenburger Format“) a 285 x 135 x 85 mm („Klosterformat“). Jak je známo, v severním pohraničí Čech se až do 50. let vyráběly cihly malého (tj. normálního) formátu.

V následujících dvou tabulkách jsou uvedeny nejmenší přípustné tloušťky vnějších nosných zděných stěn z pálených cihel podle některých vybraných vídeňských a německých předpisů.

Věncová výztuž se umísťovala buď v úrovni dřevěné stropní konstrukce nebo pod ní nebo v úrovni nadokenních překládek. V betonovém pozemním věnci se navrhovaly 2 pruty Ø 12. Ve zděvu se ukládalo 5 prutů Ø 8.

Nosné stěny musely být podepřeny příčnými stěnami, které byly na nosné stěny kolmé a byly s nimi spojeny vazbou. Vzdálenosti příčných stěn měly být nejvýše 4500, 6000 nebo 8000 mm při tloušťce podepře-

ných stěn nejvýše 175, 240 nebo 300 mm a jejich výšce nejvýše 3250 mm.

Nejmenší přípustné tloušťky (mm) vnějších nosných zděných stěn z pálených cihel podle vídeňských předpisů

	Vídeň r. 1871	Vídeň r. 1920
IV. patro	470	380
III. patro	632	380
II. patro	632	510
I. patro	790	510
přízemí	790	510
suterén	–	770

Nejmenší přípustné tloušťky (mm) vnějších nosných zděných stěn z pálených cihel podle německých předpisů

	Bavor- sko 1886	Dráž- dany 1906	Sasko 1932	DIN 4106 1937	DIN 4106 1953
IV. patro	450	380	380	380	365
III. patro	450	380	380	380	365
II. patro	595	510	510	380	365
I. patro	595	510	510	510	365
přízemí	740	640	510	510	490
suterén	–	770	640	640	490

Stavebně technické průzkumy

Způsobilost stavebních objektů a použitých materiálů

V současné době, kdy se česká soustava norem postupně připojuje na budovaný systém norem Evropského společenství, musí být koncepce stavebně technických průzkumů vytvořena rovněž podle zásad příslušného evropského normalizačního dokumentu obecné platnosti. Dokumentem, který stanovuje požadavky na stavební výrobky a ve svých důsledcích i na stavební objekty, je směrnice Rady evropského společenství 89/106/EEC [3].

Směrnice [3] stanoví hlavní požadavky na:

1. mechanickou pevnost a stabilitu,
2. protipožární ochranu,
3. zabezpečení hygieny, ochrany zdraví a životního prostředí,

4. bezpečnost při užívání,
5. ochranu proti hluku,
6. úspory energie a tepelnou izolaci.

Stavební výrobky jsou „výrobky zhotovené k tomu, aby byly trvale zabudovány ve stavbách“. Název stavební výrobky „zahrnuje materiály, dílce, montované soustavy a technická zařízení, která umožňují objektům, aby plnily svou funkci a hlavní požadavky“.

Ve směrnici se uvádí, že z uvedených výrobků se realizují stavební objekty. Stavební výrobky, jejich systémy i stavební objekt jako celek musí být způsobilé plnit svou funkci a splňovat uvedených šest hlavních požadavků při dodržení podmínek hospodárnosti.

Za předpokladu běžné údržby musí uvedený hlavní požadavky být splněny pro ekonomicky přiměřenou dobu životnosti.

Přitom se vychází z předpokladu, že zatížení (vlivy) působící na objekty jsou předvídatelné.

Konkretizace požadavků zejména jejich kvantifikace, závisí na druhu stavebního objektu, ale i na místních podmínkách klimatických, geografických, technologických apod. [1].

Stavební činnost je proces, jehož výsledkem je realizace nového stavebního objektu. Účelem objektu je zajištění některé činnosti lidské společnosti. Zvláštním druhem stavební činnosti je přestavba, popř. oprava stávajícího stavebního objektu. Výsledkem tohoto procesu je realizace změn (oprav, úprav všeho druhu, zesílení přímé i nepřímé) konstrukce stávajícího stavebního objektu. Účel přestavby je stejný jako účel realizace nového objektu, tj. zajištění některé činnosti společnosti. Je zřejmé, že jak koncepce stavební činnosti, jejímž výsledkem je realizace nového objektu, tak koncepce přestavby objektu jsou stejné.

Stavebně technické průzkumy jsou součástí procesu, souhrnně označeného jako přestavba, popř. oprava, stávajícího objektu. Koncepce stavebně technických průzkumů vychází ze šesti hlavních požadavků kladených na stavební výrobky, popř. na hotový nový nebo přestavěný

stávající objekt. Dále jsou stavebně technické průzkumy součástí výstavby nových objektů, jestliže by tyto objekty mohly způsobit změny (poruchy, omezení funkce apod.) stávajících objektů v zájmové oblasti.

Každý hlavní požadavek směrnice obsahuje jak účinky příslušného předvídatelného zatížení nebo vlivu, tak i příslušnou odezvu výrobku (části objektu, objektu). Např. první požadavek týkající se mechanické pevnosti a stability zahrnuje jak silové (přetvárné) účinky zatížení, tak i pevnost, popř. stabilitu ve vzájemném vztahu. V obytných budovách v důsledku toho např. postačuje pevnost cihel v tlaku v intervalu <10; 35> MPa. Obdobně je tomu u druhého požadavku týkajícího se požární ochrany. Ten obsahuje jak zatížení požárem určité intenzity a trvání, tak i odolnost proti němu. U všech požadavků je zatížení (vliv) chápáno jako předvídatelné.

Stavebně technické průzkumy týkající se plnění hlavních požadavků se dělí na průzkumy zatížení (vlivů) a na průzkumy charakteristik (vlastností) materiálů, objektu nebo jeho částí. Vzhledem k metodám stavebně technických průzkumů lze plnění hlavních požadavků dále členit [2].

I když je průzkum prováděn podle podrobnějšího členění, musí jeho závěry vyjadřovat celkové plnění šesti hlavních požadavků. Ve 14 řádcích vedlejší tabulky je uvedeno čtrnáct nejdůležitějších součástí obytných objektů. Stejně jako u oblastí průzkumu je i klasifikace součástí sestavena podle potřeb skutečných průzkumů, nikoliv podle metodik běžných v pozemním stavitelství.

Účel a rozsah stavebně technických průzkumů

Účelem stavebně technických průzkumů (STP) je poskytnout soubor vyčerpávajících informací o stávajícím stavebním objektu a jeho vztazích na okolí podle požadavku projektanta, nebo jiného objednatele. Tyto informace se požadují v souvislosti s určitým záměrem, který se týká objektu či jeho okolí. Záměry mohou být velice rozmanité a STP má být rozsahem i náklady přiměřen jejich významu. Nejčastěji se STP požaduje k těmto záměrům:

- nástavba nebo přístavba objektu,
- rekonstrukce,
- změna vlastníka objektu,
- zjištění příčin, případně závažnosti poruch objektu, jehož stáří může být v intervalu od několika měsíců do několika let,
- nová výstavba v těsném sousedství.

Součástí průzkumů mohou být i základní ekonomické údaje. Stavební objekt má svoji pořizovací hodnotu, svoje opotřebení i zůstatkovou cenu. Veškeré rozhodování o rekonstrukci, modernizaci a opravě by mělo brát vždy v úvahu ekonomické faktory, zejména výši nákladů na rekonstrukci s ohledem k zůstatkové ceně objektu. Náklady na rekonstrukce jsou vysoké a v mnoha

Vztahy mezi oblastmi stavebně technických průzkumů a hlavními součástmi objektů

Číslo hlavního požadavku	①			② _N		③ _N		④ _N	⑤ _N	⑥
Oblast stavebně technického průzkumu	Zatížení statické	Zatížení dynamické	Mechanická pevnost a stabilita	Protipožární ochrana	Zvýšená vlhkost	Nedostatečná vodotěsnost	Ostatní hygienické záležitosti	Bezpečnost při užívání	Ochrana proti hluku	Teplotně technická ochrana
Části objektu										
1. Základy	+	+	+	-	+	-	-	-	-	-
2. Stěny a podlahy podzemních podlaží	++	++	++	-	++	++	+	-	-	-
3. Masivní stropní konstrukce	+	+	+	-	-	-	-	-	+	-
4. Dřevěné stropní konstrukce	++	+	+	++	+	-	-	-	++	-
5. Vnitřní stěny	+	+	+	+	+	-	-	-	++	-
6. Příčky	+	+	+	++	-	-	-	-	++	-
7. Schodiště	++	++	++	++	-	-	-	+	-	-
8. Vnější stěny	++	++	+	+	+	+	+	+	+	++
9. Balkóny, lodžie, arkýře	++	++	++	+	+	+	+	+	+	++
10. Krov, střešní krytina, okapy	+	+	+	++	++	-	+	+	-	-
11. Atiky, římsy, komíny	++	++	+	-	-	-	-	+	-	-
12. Obklady, omítky	+	+	-	-	+	+	+	+	-	+
13. Okna, dveře	-	-	-	+	+	+	+	+	+	++
14. Technická zařízení budov	-	-	-	+	-	++	++	+	+	-

Poznámky:

- 1) označení + znamená významný vztah
- 2) označení ++ znamená velmi významný vztah
- 3) N značí, že o požadavku nebo části objektu se v publikaci pojednává neúplně

případech je rekonstrukce zdůvodnitelná jen tehdy, kdy jsou pro ni zvláštní důvody, např. památkové, architektonické apod.

Zůstatkovou cenu objektu lze určit na základě:

- účetní evidence,
- cenových předpisů,
- zjištění technického stavu a položkové kalkulace,
- tržního ohodnocení,
- výnosů.

V budoucnosti budou o efektivnosti vkládaných prostředků rozhodovat dva poslední jmenované způsoby ocenění. Pravděpodobně přinesou nové pohledy na modernizaci, rekonstrukci a opravy objektů a jejich STP. Problematika životnosti stavebních objektů, která úzce souvisí s jejich zůstatkovou cenou, není uspokojivě vyřešena. STP je jedním z nástrojů, který dá

lepší odhad zbytkové životnosti a tím i zůstatkové ceny.

Podle ČSN 73 0038 - Navrhování a posuzování konstrukcí při přestavbách - se při rekonstrukcích, modernizacích a opravách objektů požaduje dodržení současně platných českých norem. Tato podmínka je běžná i v zahraničních předpisech, někdy však bývá doplněna tím, že dodržení současně platných norem je nutné jen v těch případech, kdy předpokládaný náklad na rekonstrukci přesahuje 50 % zůstatkové ceny objektu. Smysl tohoto doplnění je jasný. Při dílčích opravách není nutno celý objekt přizpůsobit ustanovením současných norem.

Rozsah stavebně technického průzkumu je dán účelem, pro který se průzkum provádí, stavem objektu, časem, který je pro průzkum k dispozici, přístupností objektu,

přístup dalšími okolnostmi. Rozsah průzkumu je vždy omezen, a to cenou průzkumových prací, kapacitními možnostmi zpracovatele průzkumu, uvolněním, případně vyklizením prostoru pro průzkum, možnostmi provedení sond pro zjištění stavu zakrytých částí, existencí a možnostmi zkušebních metod apod. Průzkum se proto vždy provádí pouze v minimálním, nezbytně nutném rozsahu.

Rozsah potřebných prací pro stavební technický průzkum se dá výrazně snížit dvěma způsoby:

- STP zabezpečuje osoba, zejména projektant příslušné profese, která má zkušenosti a znalosti o konstrukčním uspořádání a materiálovém zabezpe-

čení staveb prováděných v dané časové etapě,
- při zahájení STP jsou k dispozici výkresy, popř. další dokumentace k posuzovanému stavebnímu objektu.

Při znalosti dříve používaných stavebních technologií lze část informací o stavebním objektu velice dobře odhadnout na základě pouhé prohlídky a údajů o době výstavby. V případě, že jsou k dispozici původní výkresy z doby výstavby, lze poměrně jednoduše na přístupných částech stavby zjistit shodu těchto výkresů se skutečností, další údaje převzít z původních výkresů a omezit se jen na stanovení mechanických vlastností materiálů a některých nosných prvků.

- poruchy a změny v geologické stavbě, event. vytvoření clon proti dynamickým účinkům přilehávajících půd;

- 2. základové konstrukce, tj. zjistit
 - úroveň založení (zvl. je-li základová spára v různých úrovních),
 - způsob založení (zvl. není-li užit jeden způsob založení) vč. eventuálního vytužení a užití vibroizolací,
 - využití výpočtové únosnosti základů;

- 3. konstrukce objektu, tj. posoudit
 - pravdivost objektů ve vodorovné rovině, vč. určení těžišť nosných částí a všech ostatních částí objektu,
 - výškové členění objektu,
 - prostorové působení objektu,
 - rozdíly v tuhostech nosných prvků,
 - užití ztuhlujících stěn a prvků,
 - deformovatelnost objektů a jejich částí (tuhlost železobetonových prvků, pevnost a vyztuženost zdíva),
 - vyčnívající části konstrukce,
 - soudržnost kamenných a keramických obkladů,
 - funkci dilatačních spár,
 - účinky na inženýrské síť,
 - užití zvláštních metod snižování úrovně vibrací,
 - úroveň údržby, oprav a zpevňování konstrukce.

Účinky zatížení

Charakteristiky

Základními vlastnostmi zatížení [4] jsou:

- místo výskytu,
- intenzita (při pozitivním výskytu),
- trvání ($T \leq T_1$; T_1 – životnost),
- opakování (počet opakování – m ; střední doba návratu jevu).

Uvedené vlastnosti jsou funkcemi času, místa a mají náhodné chování. Při hodnocení zatížení se rozlišují dva rozbor. Souhrnný rozbor, který se provádí tehdy, je-li pro konstrukci nutná informace v co nejširším rozsahu, zejména o intenzitách menších než maximální. Intenzita zatížení se považuje za náhodný proces a odhadují se parametry této náhodné funkce. Dále rozbor maximálních intenzit, jehož cílem je zajistit parametry zatížení potřebné ke stanovení charakteristik zatížení.

Rozbor intenzity zatížení se provádí metodou pohyblivé hladiny (vyhledají se všechna maxima, která vytvoří soubor hodnot zatížení a ten se vyšetří statistickými metodami), metodou pevných intervalů (maxima se hledají v pevných časových intervalech) a metodou pevné hladiny (volí se pevná hladina zatížení a všechny realizace pod touto hladinou se považují za bezvýznamné).

Rozbor výskytu, trvání a opakování se realizuje metodou pohyblivé hladiny, metodou pevného intervalu a metodou pevné hladiny.

Rozbor zatížení musí přihlížet ke shromážděným údajům o chování těžů nebo obdobných zatížení, k možnému vývoji zatížení během předpokládané životnosti objektu, k předpokládané životnosti, ke specifickým vlastnostem objektu a konstrukce.

Mezi zatíženími mohou být závislosti fyzikální, statistické i existenční (nezávislost, závislost pozitivní nebo negativní, současnost).

V praktických případech většíou posta-

čí aplikace ČSN 73 0035 a ČSN 73 0038. Zatížení na objektech vytváří sestavu (zatěžovací schéma). Je-li výskyt zatížení současný, pak jde o kombinaci zatížení.

Při stavební technických průzkumech je nutné zajistit:

- dostupnou projektovou dokumentaci a s tím související statický výpočet,
- dostupné podklady o přestavbách, přístavbách, vadách, poruchách a jejich sanacích,
- informaci o eventuálním dynamickém zatížení (přírodního i technického původu).

Tyto informace lze získat studiem projektové dokumentace a archivních materiálů, zjišťováním u osob, které mohou potřebné informace podat, měřeními (např. dynamických účinků a přenosových vlastností prostředí).

Při stavební technickém průzkumu se zjišťují historie zatížení tj. časový sled a pořadí, podle nichž jednotlivá ztížení na konstrukci začínají nebo pokračují působit. Vyjádřené zatížení může mít formu deterministickou, nebo formu náhodné funkce.

Ve smyslu ČSN 73 0035 lze zatížení rozdělit podle rozvojového diagramu (str. 13 – 16).

Zjistí-li se při průzkumu, že objekt byl zatížen nahodilým dynamickým nebo mimořádným zatížením, pak se doporučuje zhodnotit:

1. základové poměry, tj. zjistit zejména
 - blízkost svahů, kde může dojít k sesuvům či posunutím, nebo svahů ze silně rozpukajících hornin,
 - oblasti se silně zvodněnými zeminami,
 - oblasti se senzitivními jíly,
 - stejnorodost základové půdy,
 - výšku hladiny spodní vody (vč. jejího kolísání),
 - konsistence u základových pól tvořených jemnozrnnou zeminou,
 - relativní hutnost u základových pól tvořených písčitymi zeminami,

Statická zatížení

Statické zatížení je takové, které nevyvolává zrychlení konstrukce, na níž působí. Za zatížení statické lze považovat i zatížení proměnné v čase, které zrychlení vyvolává, ale je tak nepatrné, že je možné ho zanedbat.

Normou jsou stanovená zatížení stálá, užitná (i montážní) a klimatická.

Výpočtová zatížení F_d se stanoví ze vzta-

hu

$$F_d = \gamma_F F_n$$

kde F_n je normové zatížení a γ_F součinitel zatížení. Součinitel zatížení se stanovuje na základě rozboru zatížení, zkušeností z provozu a to ve vztahu k posuzovanému meznímu stavu a k povaze konstrukce.

Dynamická zatížení nejsou zahrnuta do hodnot normových zatížení uváděných v ČSN 73 0035 až na výjimky popsané v příslušných ustanoveních této normy. Jde např. o zatížení vysokozdvíhacími vozíky, zatížení jeřábů, dynamická zatížení větrem (jeho účinky se však posuzují odděleně od účinku statické složky), zatížení silničními a železničními dopravními prostředky, letadly, zatížení konstrukcí nárazem.

Máme-li k dispozici původní projektovou dokumentaci, můžeme ji využít při určení zatížení. Při pochybnostech je vhodné provést místní šetření [2], pokud se neuskuteční, určí se normové hodnoty stálých a nahodilých dlouhodobých zatížení podle současných platných norem.

Normová hodnota stálého zatížení se určí podle počtu náhodně odebraných vzorků. Je-li počet vzorků $n < 5$ a při záměrném odběru, musí být hodnota při nepřiznáním účinku stálého zatížení nejméně rovna nejvyšší zjištěné hodnotě.

Při příznivém účinku stálého zatížení musí být nejvýše rovna nejmenší zjištěné hodnotě.

Při $n \geq 5$ je

$$g_n = \bar{g} \pm p_n S_g$$

kde $\bar{g}$ je výběrový průměr zatížení zjištěný ze zkoušek n vzorků,

S_g je výběrová směrodatná odchylka,

p_n je součinitel pro meze konfidenčního intervalu pro odhad průměru základního souboru náhodné veličiny s konfidencí 0,9. Nejsou-li známy hodnoty, lze užít údajů v následující tabulce.

Tabulka 1. Hodnoty součinitelů p_n .

Počet vzorků n	p_n	Počet vzorků n	p_n
5	0,69	15	0,35
6	0,60	20	0,30
7	0,54	25	0,26
8	0,50	30	0,24
9	0,47	40	0,21
12	0,39	50	0,18

V případě, že vzorky nebyly odebrány, zatížení se určí odhadem na základě zkušeností a srovnáním s jinými případy. Součinitelé zatížení se pro zařízení odpovídající využití objektu po jeho přestavbě nebo opravě určují podle současně platných norem (tj. ČSN 73 0038).

Dynamická zatížení

Zvláštní kategorii představují dynamická zatížení. K posouzení poruch je nutné znát charakteristiky tohoto typu zatížení. Nejčastěji se setkáváme se zatížením seismickým, nelze však vyloučit i jiné typy. Při analýze účinků dynamického zatížení na konstrukci je vhodné obrátit se na specializované pracoviště.

Při výskytu dynamických zatížení se provádí tři základní druhy posouzení podle příslušného mezního stavu:

Tabulka 2. Třídy odolnosti objektů (ČSN 73 0032)

Třída odolnosti konstrukce	Některé charakteristické znaky konstrukce
A	Budovy s viditelnými poruchami, s trhlinami v omítce, stavby z neopracovaného kamene, dutých tvarovek, s málo pevným pojivem
B	Běžné cihelné stavby z bloků, dílců, hrázdného zdiva, z opracovaného kamene; budovy bez poruch v dobrém stavebně technickém stavu
C	Dobře ztužené stavby

Tabulka 3. Mezní hodnoty rychlostí a zrychlení pro objekty podle tříd odolnosti (ČSN 73 0032)

Třída odolnosti	Kmitání způsobené občasným rázovým zatížením pro frekvenční rozsah		Ustálená periodická kmitání při déle působícím rázovém zatížení pro frekvenční rozsah	
	$f \in < 1, 10 > \text{ Hz}$ $a \text{ [mm/s}^2\text{]}$	$f \in < 10, 100 > \text{ Hz}$ $v \text{ [mm/s]}$	$f \in < 1, 10 > \text{ Hz}$ $a \text{ [mm/s}^2\text{]}$	$f \in < 10, 100 > \text{ Hz}$ $v \text{ [mm/s]}$
A	125	2	63	1
B	250	4	150	2,5
C	630	10	380	6

• posouzení stavebních konstrukcí a jejich částí

– posouzení vnitřních sil a napětí,

– posouzení výchylek, rychlostí a zrychlení

• posouzení účinků na stroje a technologické procesy, na jejich regulaci (kontrolu) v posuzované konstrukci;

• posouzení účinků kmitání na zdraví a práci lidí, kteří se vyskytují v posuzované konstrukci.

Při posuzování přetvoření se vychází ze tříd odolnosti a mezních hodnot rychlostí a zrychlení kmitání konstrukce (viz tabulky 2 až 8).

Při místním šetření je vhodné sledovat, jsou-li užity některé způsoby zmenšování dynamických účinků.

Seizmické účinky jsou druhem dynamického zatížení, které se přenášejí na objekty geologickým prostředím a mohou způsobit poruchy různé úrovně. Jejich příčinou jsou:

- silniční a železniční doprava,
- stavební činnosti (vibrační válce, pneumat. kládva),
- hrací a destrukční práce,
- zemětřesení,
- jevy v geologickém prostředí souhrnně nazývané indukovaná seizmicita (na územích s hornickými díly),
- strojní technologie blízkých závodů a provozů.

Objekty většinou na tento typ zatížení posuzovány nebyly. Z norem, analýz i ze zkušeností lze vytvořit jednoduchý způsob posouzení těchto účinků.

V rámci stavební technického průzkumu je nutné zařadit objekt podle odolnosti do třídy A,B,C,D,E nebo F, a to podle tabulky č. 4.

Stav porušení objektů v důsledku dynamického zatížení se určí při místním šetření a na základě nálezu se poruchy zařazují do stupňů porušení (tab. 5). Stupňů porušení můžeme využít i při predikci poruch v důsledku seizmického zatížení.

Z geologické situace určíme třídu podloží podle tabulky 6.

Dále je třeba vzít v úvahu homogennost podloží, průběh poruch a další faktory uvedené v úvodu této kapitoly.

Seizmické zatížení se vyskytuje v širokém spektru frekvencí. Pro základní orientaci lze uvést dominantní frekvence podle jednotlivých zdrojů (tab. 7).

Tabulka 7. Dominantní frekvence seizmických účinků

Typ zatížení	Dominantní amplitudy v oblasti frekvencí [Hz]
silniční doprava	0 - 10
železniční doprava	60 - 200
stavební činnost	podle druhu zatížení a prostředí
hrací a destrukční práce	5 - 70
zemětřesení	do 10
indukovaná seizmicita	do 50
strojní technologie	podle druhu zatížení a prostředí

Hodnoty zatížení dané rychlostí pohybu v referenčním místě objektu (např. na základech) můžeme určit odhadem (ČSN 73 0036), výpočtem nebo měřením. Pro určité hodnoty rychlostí můžeme určit pásmo zatížení jak uvádí tabulka č. 8:

Tabulka 4. Třídy odolnosti objektu podle [1,2]

A	chatrné stavby neodpovídající stavebním předpisům, zříceniny, historické budovy z neopracovaného kamene nebo cihel, s klenutými překlady, průvlakly a plošnými klenbami nad místnostmi v přízemí a suterénu; kamenné a zděné pomníky a kašny; budovy s rozsáhlou plastickou výzdobou, budovy ve zvláštní památkové péči
B	běžné cihelné stavby, izolované nebo řadové domky s půdorysnou plochou do 200 m ² , nejvýše o třech podlažích
C	veliké budovy z cihel a tvárnic, dobře ztužené stavby panelové a monolitické ze železobetonových prvků; zdivo na cementové maltě; kamenné mosty lochy, ozdobní, opěrné a ochranné zdi z kamene a cihel, zděné vodojemy; keramické a kamenné obklady a dlažby v podzemních objektech metra, v podchodech; potrubí osinkocementové, kameninové, kabelové spojky, Pupinovy skříňe na sdělovacích kabelech
D	budovy s monolitickým skeletem z oceli nebo železobetonu, dřevěné a hrázdné stavby s dobrým ztužením, prostý beton; opěry mostů z opracovaného kamene, monolitické vodojemy; cihelné, kamenné a tvárnice vyzdívk v podzemních objektech; potrubí litinové, betonové, potrubí z umělých hmot
E	železobetonové a ocelové konstrukce, výrobní a provozní objekty, železobetonová síla a zásobníky; železobetonové inženýrské stavby, ocelové stožáry; betonové monolitické konstrukce podzemních objektů, vyzdívané a monolitické stoly kruhového a vejčitého typu, stoly a technologické tunely z prefabrikátů a trub o průměru větším než 800 mm, podzemní železobetonové stěny, kotvení - opěry kotev; kabely žilové a koaxiální sdělovací kabely
F	železobetonové a ocelové ostění tunelů metra a kolektorů; ocelové potrubí

Tabulka 5. Stupně porušení objektu podle [3]

Stupeň porušení	Název	Popis
1	prvé známky škod	vlasové trhlinky s tloušťkou do 1 mm na styku nesvázaných stavebních prvků ve stropních fabionech
2	lehké škody	trhlinky s tloušťkou do 5 mm v omítkě, příčkách a kominovém zdivu, opadávání malty, uvolnění krytiny
3	vážné škody	trhliny s tloušťkou nad 5 mm v příčkách i nosných zdech, bez ohrožení stability, opadávání krytiny a částí kominů
4	nebezpečné poruchy	trhliny v nosných zdech a překladech, ohrožující jejich statickou funkci, zřícení příček, výplňového zdiva a kominů, narušení stability objektu, trhliny v prostém betonu
5	destrukce	zřícení cihelných staveb nebo jejich částí s hlavními nosnými prvky, trhliny i v železobetonu

Tabulka 6. Třídy podloží objektu podle [3]

Třída	Charakteristika
a	málo únosné zeminy, odvozené normové namáhání (o.n.n.) do 0,15 MPa, podzemní voda (p.v.) v hloubce menší než 3 m pod základovou spárou (z.s.)
b	středně únosné zeminy, o.n.n. od 0,15 do 0,60 MPa a p.v. v hloubce větší než 3 m pod z.s.
c	skalní a poloskalní horniny s o.n.n. nad 0,6 MPa a p.v. v hloubce větší než 3 m pod z.s.

Tabulka 8. Pásmo zatížení podle [1, 2]

Pásmo zatížení	Zóny rychlosti pro zeměřesení a techn. odstřely [mm s ⁻¹]			Zóny rychlosti [mm s ⁻¹] pro FE <10, 100>Hz f [mm s ⁻¹]	
	f < 10Hz	f ∈ <10, 50>Hz	f > 50 Hz	Při zatížení	
				občasném	ustáleném
1		< 5	< 10	2	1
2	5	5 - 10	10 - 20	2 - 4	1 - 2
3	5 - 10	10 - 20	20 - 30	4 - 6	2 - 3
4	10 - 20	21 - 30	30 - 50	6 - 8	3 - 4
5	20 - 30	30 - 50	50 - 70	8 - 10	4 - 6
6	30 - 50	50 - 70	70 - 100	10 - 20	6 - 12
7	50 - 70	70 - 100	100 - 150	20 - 30	12 - 20
8	70 - 100	100 - 150	150 - 200	30 - 50	20 - 35
9	100 - 150	150 - 200	200 - 400	50 - 70	35 - 50
10	150 - 200	200 - 400	> 400	70	50

Pro dané pásmo zatížení můžeme určit pravděpodobnost výskytu poruch určitého typu (tab. 9 – 13). Tabulky zahrnují výsledky měření [1,2,3].

Velká písmena A,B,C,D,E,F označují třídy odolnosti a malá a,b,c třídy podloží objektu. Dále M značí výskyt poruchy daného stupně u méně než 5 % objektů, N u 5 % – 50 % a P u více než 50 % objektů z celkového počtu.

Tabulka 9. Porušení stupně 1

Pásmo zatížení	Kategorie					
	A	B	C	D	E	F
	a b c	a b c	a b c	a b c	a b c	a b c
1	O					
2	M					
3	N M	M				
4	P N M	N M				
5	P N	P N M				
6	P	P N	M			M
7		P	N M	M		N M
8			P N M	N M		P N M
9			P P	N N M	M	P N
10				P P	N N M	P

Tabulka 10. Porušení stupně 2

Pásmo zatížení	Kategorie					
	A	B	C	D	E	F
	a b c	a b c	a b c	a b c	a b c	a b c
1	M					
5	N M	M				
6	P N M	N M	M			
7	P N	P N M	N M	M		M
8	P	P N	P N M	N M		N M
9		P	P P	P N N	M M	P N M
10				P P	N N M	P N

Tabulka 11. Porušení stupně 3

Pásmo zatížení	Kategorie											
	A			B			C			D		
	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
6	M											
7	N	M		M								
8	P	N	M	N	M							M
9		P	P	N	N	M	M					N
10				P	P	N	N	N	M			P

Tabulka 12. Porušení stupně 4

Pásmo zatížení	Kategorie											
	A			B			C			D		
	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
8	M											
9	N	M	M									M
10	P	N	M									N

Tabulka 13. Porušení stupně 5

Pásmo zatížení	Kategorie					
	A			F		
	a	b	c	a	b	c
10	M			M		

Odezva na seizmické zatížení se zpravidla posuzuje hodnotou efektivní rychlosti kmitání v nejnižším podlaží, nebo na základech objektu; v jiných místech konstrukce mohou být zjištěné rychlosti kmitání větší než na referenčním stanovišti.

Podle novelizace znění ČSN 73 0036 lze omezit v některých případech průzkum tohoto zatížení. Při posouzení odezvy způsobené technikou seizmickou, která má charakter děle trvajících rázového zatížení, popř. ustáleného periodického zatížení, není zpravidla nutné dále analyzovat dynamickou odezvu způsobenou technikou seizmickou z hlediska I. mezního stavu, pokud na referenčním stanovišti efektivní rychlost pohybu nepřesáhne meze, uvedené v tabulce 14.

Tabulka 14. Mezní hodnoty efektivní rychlosti v_{ef} podle ČSN 73 0036

Třída odolnosti objektu	V_{ef}			
	Třída významu objektu (podle ČSN 73 0031)			
	V	I	II	III
A	0,2	0,4	0,7	1,1
B	0,4	0,6	1,0	1,8
C	0,7	1,5	2,0	2,8
D	0,9	2,0	2,5	3,5
E	1,1	2,5	3,0	4,0
F	1,5	3,0	4,0	5,0

Pokud nelze získat hodnoty rychlosti na referenčním stanovišti nebo jinde na objektu měřením, lze pro účinky kolejové a silniční dopravy a pro seizmickou způsobenou průmyslem použít tab. 15 s orientačními vzdálenostmi budícího zdroje. Je-li zdroj ve větší vzdálenosti, než uvádí

tabulka, není pravděpodobné, že z hlediska I. mezního stavu ohrožuje objekt. Jestliže mezi zdrojem a posuzovaným objektem je tuhá vrstva působící jako vlnovod (např. betonová deska, skalní útvar, zvodňné vrstvy), tabulka neplatí.

Tabulka 15. Orientační vzdálenosti zdroje I v m podle ČSN 73 0036

Třída odolnosti objektu	Třída významu objektu (podle ČSN 73 0031)							
	V		I		II		III	
	železniční tramvajová	silniční	železniční tramvajová	silniční	železniční tramvajová	silniční	železniční tramvajová	silniční
	doprava		doprava		doprava		doprava	
	nebo průmyslové otřesy ($f > 5$ Hz)		nebo průmyslové otřesy ($f > 5$ Hz)		nebo průmyslové otřesy ($f > 5$ Hz)		nebo průmyslové otřesy ($f > 5$ Hz)	
A	35	25	30	22	25	18	20	15
B	30	20	25	16	20	14	15	10
C	25	15	20	13	15	11	12	8
D	20	10	15	9	12	7	10	6
E	18	8	13	7	10	6	8	5
F	16	6	12	5	9	4	6	4

Pokud vozovka nemá uzavřený povrch (asfalt, beton), zvětšují se hodnoty v tab. 15 až o 100 %; stejně se zvětšují uvedené hodnoty v případě, že povrch vozovky vykazuje nerovnosti způsobené nedokonalou výrobou nebo provozem.

V případě užití trhacích prací lze odhadnout bezpečné vzdálenosti, kdy nedojde k poruchám na objektech, podle vzorce

$$l = \chi_1 \cdot (m_{ev})^{\chi_z} \quad [m]$$

χ_1 je součinitel závislý na stupni odolnosti a stupni poškození objektu
 m_{ev} ekvivalentní je hmotnost nálože [kg],

χ_z exponent závislý na hmotnosti $m_{ev} > 5 \cdot 10^3$ kg nálože podle tab. 16.

Pro nálože o hmotnosti $m_{ev} > 5 \cdot 10^3$ kg je nutné individuální posouzení.

Vzdálenost, přibližně stanovená uvedeným vztahem, platí pro běžné případy, kdy prostředí mezi místem odstřelu a sledovaným místem tvoří skalní nebo poloskalní horniny s vrstvou pokryvných útvarů v mocnosti několika metrů a s hladinou podzemní vody ve hloubce nejmeně 3 m pod povrchem území. Jinak je nutné provést měření a následnou analýzu. Dále odhad platí jen v případech, kdy mezi místem odstřelu a sledovaným místem nejsou výrazná geologická rozmezí nebo poruchová pásma s mocností větší než 1 m. Jinak je opět nutný individuální postup.

Ochrana zdraví

Pro ochranu zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací platí vyhláška č. 13/1977 Sb. [5]. Touto vyhláškou se upravuje ochrana před nepříznivými účinky hluku, mechanického kmitání a chvění (vibrace), které ohrožují zdraví lidí nebo snižují jejich tělesné a duševní schopnosti. Z vyhlášky vyjímáme:

- Organizace jsou povinny provádět opatření k tomu, aby zařízení objektu, při jehož provozu a užívání vznikají vibrace, nezpůsobovalo nepříznivé účinky vibrací na člověka, především přenos vibrací o kmitočtech, při kterých lidské tělo nebo části těla rezonují ($f = 4 - 8$ Hz pro celkové vertikální vibrace, $f \leq 2$ Hz pro celkové horizontální vibrace). K tomu je nutno přihlížet zejména při volbě základního kmitočtu zařízení.

- Pokud nelze zabránit přenosu vibrací na člověka, musí organizace činit opatření, aby vibrace nepřekročily nejvyšší přípustné hodnoty vibrací stanovené touto vyhláškou.

- Při konstrukci a výrobě zařízení, zejména dopravních prostředků, a při jejich provozování je třeba omezit i nebezpečí vzniku kineóz způsobených intenzivními vibracemi o kmitočtech 0,1 – 1,0 Hz. Zařízení, zejména dopravní prostředky, nesmějí vykazovat vyšší hodnotu vibrací, než je uvedeno v tab. 17.

Tabulka 16. Součinitele χ_1 a χ_z podle [3]

Třída odolnosti objektu	Stupeň poškození	$m_{ev} = 1 \text{ až } 10^3 \text{ kg}$	$m_{ev} = 10^3 \text{ až } 5 \cdot 10^3 \text{ kg}$
		$\gamma_z = 2/3$	$\gamma_z = 1/3$
		γ_1	γ_1
A až E; F	0	15	150
A	1	10	100
B až E; F	0	10	100
A	2	7	70
B	1	7	70
C až E; F	0	7	70
A	3	5	50
B	2	5	50
C	1	5	50
D až E; F	0	5	50
A	4	4	40
B	3	4	40
C	2	4	40
D	1	4	40
E; F	0	4	40
A	2	2	20
B	4	2	20
C	3	2	20
D	2	2	20
E	1	2	20

Tabulka 17. Nejvyšší přípustné hodnoty vibrací z hlediska vzniku kineóz

Střední kmitočet pásma 1/3 oktavy	Hranice velmi nepříjemné nepohody Doba expozice					
	do 2 h		2 - 8 h		nad 8 h	
	ap (Hz)	L(a)p (ms ⁻²) (dB)	ap (ms ⁻²) (dB)	L(a)p (dB)	ap (ms ⁻²) (dB)	L(a)p (dB)
0,100	1,00	120	0,50	114	0,25	108
0,125	1,00	120	0,50	114	0,25	108
0,160	1,00	120	0,50	114	0,25	108
0,200	1,00	120	0,50	114	0,25	108
0,250	1,00	120	0,50	114	0,25	108
0,315	1,12	121	0,56	115	0,28	109
0,400	1,60	124	0,80	118	0,40	112
0,500	2,24	127	1,12	121	0,56	115
0,630	3,15	130	1,60	124	0,80	118
0,800	4,5	133	2,24	127	1,12	121
1,000	6,30	136	3,15	130	1,60	124

Jsou-li vibrace kombinovány s úhlovými vibracemi, snižují se nejvyšší přípustné hodnoty zrychlení o 25 %, případně nejvyšší přípustné hladiny zrychlení o 2,5 dB.

V obytných budovách, v zařízeních ústavní péče, v objektech občanské vybavenosti a v jejich nejbližším okolí se nesmějí instalovat zařízení o základním kmitočtu od 4 do 8 Hz.

Tabulka 18. Vibrace ve stavbách pro bydlení – základní hladiny vibrací

Sřřední kmitočet pásma 1/3 oktávy	Základní hladiny zrychlení vibrací	Základní efektivní hodnoty zrychlení
f (Hz)	L ₁ (dB)	$a_{z,2}$ [m.s ⁻²]
1,00	71,0	0,00355
1,25	71,0	0,0355
1,80	71,0	0,00355
2,00	71,0	0,00355
2,50	71,5	0,00375
3,15	72,0	0,00400
4,00	72,5	0,00425
5,00	73,0	0,00450
6,30	73,5	0,00475
8,00	74,0	0,00500
10,00	76,0	0,00630
12,50	78,0	0,00800
16,00	80,0	0,0100
20,00	82,0	0,01250
25,00	84,0	0,01600
31,50	86,0	0,02000
40,00	88,0	0,02500
50,00	90,0	0,03150
63,00	92,0	0,04000
80,00	92,4	0,05000

Vibrace v objektech pro bydlení a v objektech občanského vybavení se vyjadřují hladinami zrychlení v třetinooktávních pásmech L(a) v dB, nebo efektivními hodnotami zrychlení v třetinooktávních pásmech a v m.s⁻²; dále hladinami zrychlení vibrací v oktávních pásmech L(a) v dB nebo efektivními hodnotami zrychlení vibrací v oktávních pásmech a v m.s⁻² při běžném hodnocení a celkovou váženou hladinou zrychlení vibrací nebo celkovou

váženou efektivní hodnotou zrychlení vibrací při přehledovém hodnocení. Nejvyšší přípustné hodnoty vibrací v objektech pro bydlení a občanské vybavení se vztahují na místa pobytu osob. Nejvyšší přípustná hladina (efektivní hodnota) zrychlení vibrací L(a)_p (a_p) objektů pro bydlení a občanskou vybavenost se stanoví součtem (součinem) základní hodnoty, kterou uvádí tabulka 18, a korekčního činitele podle tabulky 19.

Při běžném hodnocení vibrací, na základě oktávného spektra hladin jejich zrychlení nebo efektivních hodnot zrychlení, se nejvyšší přípustné hodnoty hladin zrychlení vibrací stanovené v předchozím bodě zvyšují o 5 dB a nejvyšší přípustné efektivní hodnoty zrychlení stanovené v předchozím bodě se násobí korelačním činitelem 1,8.

Nejvyšší přípustné hodnoty vibrací objektů pro bydlení a pro občanskou vybavenost při přehledovém hodnocení pomocí váhových filtrů jsou určeny nejvyšší přípustnou hladinou nebo efektivní hodnotou vibrací stanovenou v předchozím textu, která je v daném případě nejmenší. Pro vibrace stavebních konstrukcí budov to bude hodnota stanovená pro oktávnová pásma 1–2 Hz.

V jiných případech (vibrace na pracovištích) se doporučuje odborné posouzení specializovaných pracovišť.

Tabulka 19. Korekce na využití místnosti (denní doba a povaha vibrací)

Druh místnosti	Denní doba	Povaha vibrací			
		Přerušované a nepřerušované vibrace		Opakující se otřesy (1 - 3 výskyty denně)	
		korekce			
	h	dB	l	dB	l
obytné místnosti vč. obytných kuchyní, hotelové pokoje, lékařské ordinace, pracovny spisovatelů, vědců apod., přednáškové sály a čítárny ostatní místnosti občanských staveb a kanceláře	6.00	6	2,00	24	16,00
	22.00				
	22.00	3	1,41	3	1,41
	6.00				
	nepřetržitá	12	4,00	42	125,00

Vlhkost stavebních konstrukcí

Účinek vlhkosti na zdraví lidí, vlastnosti stavebních hmot a energetickou bilanci

Účinkem vlhkosti se pomalu rozpadají stavební hmoty. Zvýšená vlhkost vytváří podmínky pro biologické poruchy zabudovaných dřevěných konstrukcí a značně zhoršuje tepelné izolační vlastnosti zdiva. Vlhké zdivo značně omezuje použitelnost nejen obytných stavebních objektů. Podle statistických údajů se odhaduje, že na našem území je 60 až 70 % domů postavených před první světovou válkou a 20 až 50 % domů z období mezi první a druhou světovou válkou nadměrně vlhkých. Z toho vyplývá význam odstranění vlhkosti u starších budov [2].

Podle zákona č. 41/1964 Sb. se vlhké byty považují za zdravotně závadné. Hygienici konstatují, že vlhkost v bytě s následnou plísní nepříznivě působí na zdraví uživatelů a vyvolává např. tato onemocnění: stav po akutní reumatické horečce, vleklé onemocnění dýchacích cest, chronický kloubní reumatismus, plicní a mimoplicní formy tuberkulózy, chronické záněty močových cest, generalizovaná chronická plísňová onemocnění. Zvýšená relativní vlhkost vzduchu působí na organismus pracovníků v dílnách, kancelářích, školách i jiných budovách.

K negativním účinkům vlhkosti ve zdivu patří zvýšení tepelné vodivosti zdiva, tj. zhoršení jeho tepelné izolační funkce. Cihly s objemovou hmotností $1\,900\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ mají v suchém stavu součinitel vodivosti $0,754\text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ a při hmotnostní vlhkosti 10 % se součinitel zvyšuje na $1,30\text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$. Cihelné zdivo s vlhkostí nad 10 % vykazuje asi padesátiprocentní tepelné izolační vlastnosti.

Zdroje a transportní cesty vlhkosti a vody

Příčin vlnutí zdiva je velká řada [2]. Voda se dostává do stavební konstrukce jako kapalina (ve skupenství tekutém) i jako vodní pára (ve skupenství plynném) různými cestami a formami. Nejvýznamnější zdroje a typické transportní cesty vlhkosti a vody jsou uvedeny na obr. 4.

Stupeň a způsob napadení budovy vlhkostí závisí na stáří budovy, stavu horizontálních a vertikálních hydroizolací, konstrukci budovy, na způsobu užívání a na prostředí. Mezi účinky prostředí patří působení deště, větru, agresivní působení plynů obsažených v atmosféře, oteřesý způsobené dopravou. Dále vlhkost ovlivňuje i bludné proudy elektrické trakce a transformačních

stanic, indukovaná elektrická pole vysokofrekvenčních rozhlasových a televizních stanic aj.

Voda srážková (obr. 4, detaily 1, 1a, 1b)

Srážková voda hnaná větrem na obvodové zdivo je schopna v závislosti na nasáklivosti stavebního materiálu a době trvání deště proniknout do zdiva do hloubky několika centimetrů nebo provlhní zdivo i v celé tloušťce. O srážkové odstříkující vodě se hovoří nejčastěji v souvislosti s pásmem stavebního objektu nacházejícím se ve výšce 0 až 40 cm nad terénem. Jde o spodní část soklového zdiva, kde dochází ke zvýšenému namáhání současným působením srážkové vody hnané větrem, vody odstříkující, na jaře a na podzim vody z tajícího sněhu včetně namáhání posypem chodníků solemi v zimním období. Při nesprávném vyspádování chodníků nebo terénu kolem obvodového zdiva spolupůsobí v této zóně srážková voda pronikající u líce zdiva spárami k základovému zdivu. Závisy se odstraňují klasickými prostředky, jako je dokonale zastřešení objektu včetně klem-

přísků, vršků, písků. Nefunkční komíny se opatřují zábranou proti průniku srážkové vody.

Voda vztlínající, kapilární (obr. 4, detail 2)

Tato voda proniká do konstrukcí ze záspy nebo ze základové půdy.

Difuze vodní páry a voda kondenzovaná (obr. 4, detail 3)

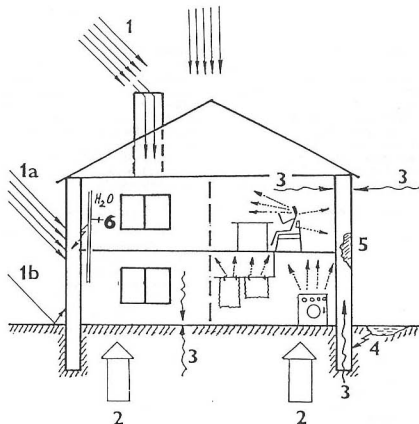
Vzduch obsahuje vždy určité množství vodní páry. Dojde-li k překročení rosného bodu, přechází část vodní páry do tekutého stavu. V těchto objektech se tvoří vodní pára při vaření, žehlení, sprchování a koupání, sušení prádla apod. Při přípravě jídel se tvoří v kuchyni asi 500 g páry, člověk vydychá za klidu cca 1000 g vody za 24 hod.

Voda s hydrostatickým tlakem (obr. 4, detail 4)

Voda z kaluží, z různých zemních dutin proniká působením gravitace zeminou do porů obvodového zdiva. V době jarního tání sněhu a jarních déle trvajících dešťů může též dojít ke zvýšení hladiny podzemní vody nad úroveň podlah suterénních místností. Voda pak proniká do těchto prostor a zaplavuje je.

Hygroskopicitu stavebního materiálu (obr. 4, detail 5)

Zdivo obsahuje soli s hygroskopickými vlastnostmi. Ty přejímají vodu z okolního vzduchu. Obsahuje-li zdivo stavebního objektu větší množství těchto solí, dochází k ovlivnění rovnovážné vlhkosti. Ta může dosáhnout několikanásobku rovnovážné vlhkosti stavebního materiálu bez solí.



Obr. 4 • Zdroje a transportní cesty vlhkosti a vody

1 Voda srážková • 1a Voda srážková hnaná větrem • 1b Voda srážková odstříkující • 2 Voda vztlínající - kapilární • 3 Difuze vodní páry a voda kondenzovaná • 4 Voda s hydrostatickým tlakem • 5 Hygroskopicitu stavebního materiálu • 6 Vodné sanitní instalace

Hlavní komunikace, kterými se hydro-skopické (škodlivé) soli dostávají do zdiva, jsou tvrdá podzemní voda (vzlíná zdivem z podzákladů), chemické látky, jež se vyluhují vodou z jiných částí zdiva, soli a nečistoty s chodníky, kyselý déšť se svým oxidačním kyslíkem uhlíkatého, uhelnatého a siřičitého.

Kyselý déšť je příčinou toho, že se obvodová zdiva stávají chemicky neutrálními až mírně kyselými, což vyhovuje některým mikroorganismům (bakterie, plísně a řasy). Mikroorganismy a jednoduché rostliny udržují vlhkost ve zdivu a působí i na její rozšíření. Zdivo se jejich působením stává více hygroskopickým. K hygroskopickým materiálům patří i sádra a malířské hmoty s obsahem hlíny a kaolínu.

Vadné sanální instalace (obr. 4, detail 6) Místo defektu není někdy snadné nalézt, zvláště když není k dispozici plán rozvodu vody a kanalizace.

Další příčiny vlnutí zdiva

- Rozvody studené vody; na nedostatečné tepelné izolovaných trubkách se sráží vlhkost z ovzduší a následně se vsakuje do stavebního materiálu;
- zavhlá místa vlivem dutin ve zdivu, které podporují kondenzaci vody; jsou to např. části omítek, které se oddělily od zdiva, zazděné prostory, násypy nad klenbami historických budov apod.;
- nedostatečné nebo nesprávné větrání;
- srážková voda neodvedená s povrchu území v okolí objektu;
- nepříznivé změny v okolí objektu; účinek stínění a působení vegetace;
- Škodlivé zásahy na objektu (např. suterénní okna jsou trvale uzavřena a zdivo je opatřeno asfaltovým nátěrem, který vztlínající vodu nutí k vzestupu do zóny nad nátěrem);
- nepříznivá změna klimatických poměrů vně nebo uvnitř;
- nepříznivá změna užívání objektu;
- změna paropropustných podlah (podlahy dřevěné, z kamenných desek) na paronepropustné (betonové s lepenkovou izolací);
- uzavření nebo zaspávání sklepa;
- velké parotěsné plochy v okolí objektu (asfaltový koberec na chodníku, vozovce, dvore);
- ořezy (např. zavedení nákladní automobilové dopravy u objektu, výstavba dílny s dynamickými účinky strojů);
- špatný izolační stav elektrických silnoproudých rozvodů;
- bludné proudy v souvislosti s železniční elektrickou trakcí, pouliční dráhou, transformačními stanicemi.

Základní průzkum vlhkosti zdiva

Účelem základního průzkumu je stanovení zdrojů a transportních cest pronikání vlhkosti a vody do objektu a stanovení rozsahu nutných sanačních opatření. V rámci průzkumu se dává přednost nedestruktivním metodám měření povrchové vlhkosti zdiva (měření elektrického odporu vlhkého zdiva, měření příložným kapacitním vlhko-

měrem). Výhodou těchto měření je získání výsledků na místě a možnost jejich okamžitého použití. Pro přesnější diagnostiku vlhkosti se využívá dalších přístrojů a metod (laboratorní měření vlhkosti, obsahu soli, pórovitosti apod.), termovizní měření povrchové vlhkosti a teploty zdiva, určování polarit elektrokinetických a iontových polí aj.

Sanace vlhkého zdiva

Ve stavební praxi se v současné době používá řada sanačních metod a řada technických sanačních prostředků [1,2,3], které účinně řeší problematiku sanace vlhkého zdiva. Ke snížení vlhkosti zapříčiněné vztlínající (kapilární) vodou patří metody klasické. Jsou to různé typy větracích kanálků, izolační přídky, systémy větracích kanálů s nuceným odvětráním pod základového zdiva a případně pod podlahami. Jiným klasickým způsobem je vkládání nové izolace do vyztlučené spáry v mokřem zdivu prořezáním pilou (strojem COMER – ocelovým lanem s diamanty apod.). Tyto způsoby se spojují výhodně s různými nepřímými opatřeními, např. s vybudováním okapového chodníčku (aby se voda nemohla vsakovat podél líce zdiva), snížením hladiny podzemní vody v okolí stavby pomocí drenáží, jílovým těsněním podél základů apod.. Známe je také snížení propustnosti zeminy pod základem pomocí injektáže.

Princip metod chemických injektáží spočívá v tom, že se do šikmých vrtů v konstrukci, provedených v určité vzdálenosti od sebe ve vodorovné nebo svislé rovině stěny do zhruba poloviny tloušťky stěny nebo až před protěží líce, zavádí chemický roztok. Infuzní prostředek pak podle svého druhu vytváří ve struktuře zdiva hydroizolační clonu s převážně utěšovacími nebo vodoodpudivými vlastnostmi. Zdivo se napouští buď jen jedním roztokem utěšovacího či hydrofobizačního charakteru, nebo lze aplikovat dva roztoky uvedených vlastností v kombinaci (metoda následné infuze).

Metoda infuze zdiva je technicky vhodná pro vnější i vnitřní stěny staveb vybudovaných v celé své tloušťce z pálených cihel nebo pro zdivo smíšené.

Infuzní vrt v obvodových stěnách je možno provádět z vnějšího i zevnitř zděné konstrukce v úrovni povrchu terénu, nad i pod ním. Při tloušťce stěny do cca 1 m se vrt provádí zpravidla jen z jedné strany, při tloušťce větší je výhodnější vrt provádět z obou stran. Průměr vrtů bývá 18–40 mm, jejich odklon od vodorovné roviny 15–45°.

Vrty v obvodových a vnitřních stěnách stavby z jedné či obou stran konstrukce mohou být provedeny v jedné i více řadách nad sebou či vedle sebe. V praxi se za běžných vlhkostních podmínek zdiva a z důvodů statické bezpečnosti objektu aplikuje většinou jen jedna řada.

Napouštění vrtů roztokem se v závislosti na podmínkách objektu, druhu infuzních roztoků, na rozsahu a způsobu uspořádání infuze provádí ze samostatných nádobek,

společně zásobníku roztoku, žlábků připevněných v úrovni spodního okraje vrtů ke zdivu, nebo se vrty plní ručně. Pro infuzi a pro kontrolu spotřeby infuzního roztoku je výhodné plnit najednou co největší počet vrtů. Za určitou dobu od vsáknutí předepsaného množství roztoku do zdiva se vrty vyplní vápencemotovou maltou, nejlépe s hydrofobizačními vlastnostmi. Vrty je možno zakrýt větrací lištou. Těchto metod lze však jen obtížně použít tam, kde jsou ve zdivu velké dutiny, jako je tomu u většiny románských a barokních zdív.

K uvedeným metodám chemickým utěšňovacím, hydrofobizačním a impregnačním používáním v ČR patří metody TIZOL, INJEKTOL E, IM, TOSIL-hydrofob. Ze zahraničních jsou to metody SILI-COPHOB-anhydrid (Maďarsko), HYDROSTOP (Rakousko), HERMETIQUE, AIDA-KIESOL, WALTER, ELASIL, KÖSTER, URSAL, HYDRAL, HEYDI (SRN), AM 9 (USA), COX (Anglie) aj.

Kromě uvedených metod existují ještě metody, které se poslední dobou staly velmi populární a které jsou založeny na ovlivňování elektrických polí vznikajících při pohybu vody ve zdivu. Jsou to metody elektrofyzikální využívající převážně princip aktivní elektroosmózy. Jde o pohyb tekuté fáze (mineralizované vody) porovitou pevnou fází (stavebním materiálem) pod vlivem účinku stejnosměrného elektrického proudu.

V ČR používá větší počet podniků opavskou metodu PU 10. Metoda vychází z moderních poznatků fyzikální chemie a stavební fyziky. K charakteristickým znakům metody patří použití progresivní varianty aktivní elektroosmózy pro potlačení vztlínající vody ve zdivu, přičemž elektrický kontakt se zdivem zajišťuje tzv. pásové elektrodo na bázi uhlíku a elektrický kontakt s podzákladním objektem tzv. jediná zemní elektrodo. Metoda se v praxi osvědčila, byla též podrobena s kladným výsledkem atestační zkoušce ve státní zkušebně BAM-SRN. Do této skupiny sanačních metod patří dále metoda FEO-B, ELKINET (SRN), MEICRO, KERASEN (Rakousko) a další.

Metodami pracujícími v oblasti velmi vysokých frekvencí se zbrzdí pohyb vztlínající vody ve zdivu (systém AQUASTOP, ELOPHIL, AQUAMAT a další).

Kromě uvedených tří skupin sanačních metod se používají v technické praxi též metody kombinované:

- metoda AET (SRN),
- odsolení a elektroosmotické vysoušení, např. metoda OPALIN (SP Opava),
- naplnění makropórů chemickým roztokem a zbrzdění vztlínající vody v mikropórech elektroosmoticky.

Je nutné poznamenat, že žádnou z uvedených metod nelze označit jako „univerzální“ na vysoušení zdiva. V praktických případech se užívá sanačních prostředků proti vodě kondenzovaně (sanační omítky), proti vodám působícím hydrostatickým tlakem (vodotěsné maltoviny ALKIZ, AL-STOP, Cevos aj.). Dále se určuje režim větrání, vybírají se vhodné fasádní nátěrové hmoty s nízkým difúzním odporem (pod 2 m) a

vysoke vodoodpudivosti. Nemění důležitými jsou vhodné malby interiéru, úprava soklového zdíva, okapového chodníčku, zastřešení nefunkčních komínů apod.

K nejprogresivnějším technickým sanačním prostředkům patří následující:

■ **Vysoušení nátěrovými hmotami.** Na náš trh se od roku 1985 dostaly nátěrové hmoty s proklamovanými izolačními účinky. Tyto nátěry nemožno zabránit vztlínání vody z podkladů, řeší pouze estetiku interiéru. Lze je aplikovat v budovách určených k asanaci, krátkodobě užívaných (např. resaturace, čekárny).

■ **Sanační omítky.** V rámci komplexu sanačních prací je nutné veškeré zvlhlé a solemi prosycené omítky odstranit, zdivo do hloubky min. 1,5 cm odspárovat, povrchové očistit a po provedení nové horizontální izolace omítnout zdivo sanační omítkou. Tato omítka vodu po vyzrání z žádné strany nepřijímá. Má nízký difúzní odpor a vysokou porozitu. Vykazuje vlastnosti antikondenzační, fungicidní (protiplísňové), tepelně izolační. Přísadu do malt tohoto druhu vyrábí v ČR např. SP Opava, Aqasaning Opava. Na trhu v ČR jsou též zahraniční přísady Baurex, AEC-3000, hotové suché omítkové směsi Terna-ova aj. Význam těchto omítek lze dokumentovat tím, že je v Evropě vyrábí již několik desítek firem, v SRN je jejich kvalita hlídána směrnou normou (WTA Merkblatt 1-85).

■ **Obklady soklového zdíva a fasád.** Je to exponovaný úsek stavební konstrukce, který je vystaven jak účinkům vody vztlínající, tak vody dešťové hnané větrem, vody odstírkující s nečistotami a chemikáliemi z chodníků. Předpokládá se intenzivní odpor vody (vlhkosti). Nesprávnou úpravou soklového zdíva jsou kameninové obklady, omítky cementovou maltou apod. Ty vykazují vysoký difúzní odpor a vztlínající vodu vyhnání k odpaření do větších výšek.

Jedním z technicky správných řešení je konstrukce obkladu soklového zdíva. Tento tzv. závěsný sokl umožňuje cirkulaci vzduchu podél soklového zdíva v dutině za deskou. Současně chrání soklové zdivo proti působení srážkové odstírkující vody i proti sněhu. Krycí desky závěsného soklu se zhotovují z kamenných desek, z umělého kamene, užívá se Zn plech aj. V této souvislosti stojí za zmínku, že v Belgii platný stavební zákon takové technické řešení se vzduchovou mezerou a obkladem u soklového zdíva nařizuje.

Opatření k sanaci vlhkého zdíva se zpravidla rozděluje do dvou skupin. V první skupině jsou práce související se zamezením vlhnutí zdíva, které lze zařadit k pracím tzv. hlavních i přídrůžených stavební výroby. Sem patří oprava střeš, dešťosvodů, sanitních instalací, montáž nástavců se stříškou nad funkčními komíny, úprava (vypisování) terénu kolem obvodového zdíva a vybudování otákových chodníků, vnitřní malby stěn z suterénu a l. NP nehygroskopických materiálu (bez obsahu kaolínu nebo hlíny), fasádní nátěrové hmoty vodoodpudivé s nízkým difúzním odporem, výměna veškerých cihel narušených vodou, solemi a mrazem. Škála

těchto prací může být i širší v souvislosti s řadovou zástavbou ve svahu, výměnou dřevěných podlah za nové vodo- a paronepropustné, odstranění tepelných mostů, zajištění větrání a výměny vzduchu ve všech místnostech, event. další podle potřeby.

Ve druhé skupině jsou opatření a sanační práce na objektu se zvlhlým zdivem, které je nutné zadat specializované firmě. Patří sem vytvoření nové horizontální izolace, omítnutí všech úseků se zvlhlým zdivem sanační omítkou, v některých případech

montáž závěsného soklu na soklové zdivo, úprava úseků zdíva v suterénních místnostech, do kterých proniká voda s hydraulickým tlakem apod.

Sanace vlhkého zdíva budov nespadá mezi běžné stavební práce. Jde o vysoce specializovanou činnost vycházející z komplexu na sebe navazujících poznatků a technologií ze stavebnictví, geotechniky, hydrogeologie, fyziky, chemie, elektro-techniky silnoproudé i vysokofrekvenční. Problematika zasahuje navíc i do botaniky nižších rostlin.

Tepelně technické vlastnosti vnějšího pláště objektů

Tepelně technické požadavky

Tepelně technickou problematiku rekonstruovaných objektů nelze pominout při hodnocení stavebního díla a jeho částí z následujících tří hledisek:

- Dodržování zdravotně nezávadného prostředí pro uživatele objektů, tzn. dosažení tepelné pohody prostředí. Tepelná pohoda prostředí je určována tepelnou rovnováhou člověka v místnosti a je ji možno zajistit vhodnou teplotou vnitřního vzduchu a rychlostí jeho proudění.

- Zabránění kondenzace vodních par na povrchu a uvnitř stavebních konstrukcí, a tím zamezení vzniku a šíření plísní. Vznik kondenzačních oblastí má také nepříznivý vliv na životnost konstrukcí a povrchové úpravy. Nesmíme zapomenout, že snižuje tepelnou izolačnost konstrukcí.

- Zajištění hospodárného využívání energie na vytápění objektů při dodržení požadované tepelné pohody. Se stoupající cenou energie hledisko potřebného množství energie na vytápění nabývá na důležitosti.

Příčiny a projevy vad a poruch

Převážná část obvodových svislých konstrukcí stávajících budov je tvořena jednovrstvými nebo vícevrstevnými konstrukcemi na bázi silikátů. Obvodové pláště na bázi kovoplastické, popřípadě dřevěné, se vyskytují zřídka.

Asi do poloviny 50. let byla převážná část obvodových konstrukcí zděna z cihelných materiálů. Zděné konstrukce vykazují z hlediska tepelné techniky nejmenší poruch. Nejčastější jsou poruchy

izolačnosti stěn vlivem vztlínání zemní vlhkosti, protože chybí hydroizolace, ale to je náplní jiné kapitoly.

K převratným změnám ve vývoji konstrukcí a technologií došlo v 50. a 60. letech. Stavebnictví se zaměřilo na prefabrikaci stavebních konstrukcí, použití nových materiálů a především na jejich kombinaci. Vzhledem k tomu, že posuzování konstrukcí a staveb z hlediska stavební fyziky zůstalo, byla navržena a realizována řada naprosto nevhodných konstrukcí. Snižila se tepelná izolačnost a akumulace stěn. Nové konstrukce byly citlivější na výrobní technologii. Jejich poruchy v některých oblastech trvají dodnes. Nejvíce závad je možno najít u budov postavených asi od poloviny 50. let do konce 70. let.

Asi do konce 50. let se převážně používaly šikmé střešky, které z hlediska tepelné techniky nevykazovaly záady. Ploché střešky byly používány ojediněle a jejich provedení byla věnována velká pozornost. V 60. letech se začaly masově používat ploché střešky převážně jednoplaštové, které se používají dodnes. Zejména jednoplaštové střešky v 60. letech byly naprosto nevhodně navrženy proti zásadám tepelné techniky, celoroční bilance vodní páry byla nevyhovující. V 70. letech byly navrhovány konstrukce jednoplaštových plochých střeš z hlediska tepelné techniky již vhodnější. Obecně však platí, že ploché střešky jsou velmi náročné na technologickou kázeň, a proto vykazují značné poruchy.

Provedení detailů stavebních konstrukcí z hlediska tepelné techniky je velice důležité, protože jejich podcenění vede k závažným poruchám obyvatelnosti místnosti. U zděných cihelných staveb většinou k poruchám vlivem nevhodně navržení a provedení detailů nedochází. Je to

způsobeno technologií zděných konstrukcí a také vlastností cihelných materiálů v kombinaci s vápněnými omítkami – schopností pohlcovat a vydávat přebytečnou vlhkost.

Použití nových stavebních konstrukcí a materiálů v 60. letech přináší závažné poruchy detailů z hlediska tepelné techniky. Při návrhu a provedení detailů dochází k velkým chybám. Posuzování z hlediska tepelné techniky se ve větší míře začíná provádět až v 80. letech. Nevhodné návržení detailů spolu s technologickou nezávislostí vedlo k tomu, že u budov postavených od počátku 60. let dochází často k vnitřní povrchové kondenzaci nebo dokonce k infiltraci ve stycích.

Projevy poruch [6,7,8,10] mohou být následující:

- vnitřní povrchová kondenzace a následný výskyt plísní, což je způsobeno poklesem vnitřní povrchové teploty pod teplotou rosného bodu;
- namrzání vody na vnitřním povrchu;
- neustálý nárůst vlhkosti v konstrukci vlivem vnitřní kondenzace (celoroční bilance vodní páry je nepříznivá);
- nadměrné proudění vzduchu v místnosti vlivem nízkých povrchových teplot, aby byla dodržena pohoda v místnosti, je nutno prostor přetápět;
- nadměrná infiltrace okny, popřípadě spárami, mezi pevnými částmi konstrukce;
- nelze dosáhnout teploty, zaručující pohodu v místnosti;
- nadměrná spotřeba energie na vytápění.

Poruchy může způsobit provozovatel nedokonalou obsluhou (regulací) vytápěcí soustavy či špatnou údržbou otopného systému. Stejně tak uživatel bytu nedostatečným větráním, nadměrným vývinem par apod.

Poruchy vznikají i jako následek vad projektu stěnových a stropních konstrukcí (včetně detailů osazení oken apod.), vad projektu otopné soustavy a vad při realizaci soustavy a konstrukcí.

Vlastnosti materiálů a konstrukcí [1,3,5,9]

Tloušťka stěn klasických cihelných popř. kamenných staveb vyhovujících statickým požadavkům byla dostatečná i z hlediska tepelné technické. Teprve při používání nových materiálů (např. oceli, železobetonu, dřevěných cihel) v tomto stádiu již neplatilo a bylo nutno specifikovat tepelné technické požadavky. Do roku 1978 platilo, že tepelný odpor obvodové stěny má být stejný jako u zdí z plných cihel tloušťky 450 mm. Zejména ve druhé polovině 50. a v 60. letech se tato zásada plně nerespektovala a některé konstrukce staveb nevykazují tento odpor. V roce 1978 se požadavky na tepelný odpor zvýšily na dvojnásobek ($0,95 - 1,1 \text{ m}^2 \text{ KW}^{-1}$). V současné době norma ČSN 73 0540 „Tepelné technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Názvosloví. Požadavky a kritéria“ požaduje splnění řady dalších kritérií. Při teoretickém posuzování tepelné technických vlastností stavebních konstrukcí je nutno vycházet z hodnot,

které jsou uvedeny v normě ČSN 73 0542 „Tepelné technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Vlastnosti materiálů a konstrukcí“ z roku 1977.

Metody vyhodnocování průzkumů

Pohovorem s uživatelem se zjišťují místa, kde se nejčastěji vyskytuje průvan pronikáním studeného vzduchu, místa nejčastějšího výskytu „studeného salánu“ či pocit chladu nebo horka při určitém počasí. Dále se identifikuje počátek vlhkých míst a plísni, zjišťuje subjektivní názor na dodávku tepla, na údržbu vytápěcího zařízení, a názor uživatele na příčiny zavad.

Vizuálním průzkumem se stanovuje druh otopné soustavy, její stav, staven okna a jejich rosení, výskyt vlhkých míst a plísní a zdroje nadměrného výskytu vlhkosti.

Tepelný odpor lze stanovit měřením vnitřních povrchových teplot za současného sledování teplot vnitřního a vnějšího vzduchu. Měření je nutno provádět nejméně tři po sobě následující dny při vnější teplotě menší než -5°C , výkyvům vnitřní teploty maximálně 2°C a vnější teploty maximálně 5°C . Výpočet se provede dle vztahu

$$R = \frac{t_i - t_e}{t_i - t_{pi}} \cdot \frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\alpha_e} - 0,043 \text{ (m}^2 \text{ KW}^{-1}\text{)}$$

kde t_i ... teplota vnitřního vzduchu, t_{pi} ... teplota vnitřního povrchu, t_e ... teplota vnějšího vzduchu, α_i ... součinitel přestupu tepla na vnitřním povrchu (dosazuje se podle ČSN 73 0542).

Tuto metodu je nutno považovat za orientační, protože nelze stanovit, zda normové α odpovídá skutečnosti. Přesně lze stanovit tepelný odpor termotranzimetrem umístěným na vnitřním povrchu (těsně) a za současného snímání teplot vzduchu a povrchových teplot. Teplota vnitřního vzduchu má být konstantní. Průměrná teplota venkovního vzduchu musí být nižší než 0°C , kolísání vnějšího vzduchu musí být maximálně 3°C a rychlost proudění nemá být vyšší než $3 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Termotranzimetrem má být umístěn pokud možno uprostřed stejnorodé plochy (vyloučení bočních toků) a doba měření musí být minimálně 14 dnů. Dny, ve kterých nejsou dodrženy vyjmenované podmínky, se vyloučí.

Termovizním měřením lze vyhledat tepelné mosty. Zjišťuje se rozložení vnějších povrchových teplot na fasádě. Neměří se absolutní teploty, ale relativní rozložení teplot. Měření, které je finančně náročné, lze provádět pouze při teplotě nižší než -5°C s vyloučením vlivu slunečního záření. Tepelné mosty lze zjistit také měřením povrchové teploty uvnitř místnosti. Toto měření se provádí buď kontaktními, nebo bezkontaktními teploměry. Je nutno proměřit celou plochu a výsledek zakreslit do schématu.

Infiltrace vzduchu lze poznat velmi snadno, projeví se zřetelným ztmavěním

míst, kde k ní dochází. Měři se zároveň anemometry a zjistí ji lze také měřením povrchových teplot.

Při rozhodování o tepelné technické zádávce je nutno znát teplotu vnitřního vzduchu, teplotu vnějšího vzduchu, relativní vlhkost vnitřního vzduchu, vnitřní povrchovou teplotu, rychlost vnějšího vzduchu.

Teplota vnitřního vzduchu se měří uprostřed místnosti $1,5 \text{ m}$ nad podlahou. Je vhodné měřit i teplotu vzduchu 10 cm nad podlahou a 10 cm pod stropem, popř. okolí zádavy a měřidlo musí být stíněno od slunečního záření. Vnitřní povrchovou teplotu je nutno měřit alespoň v devíti místech, a to ve středu stěny a u stropu. Teplota se také musí měřit vždy, kdy dochází k jejímu viditelnému poklesu. Relativní vlhkost vzduchu se měří ve stejných místech jako teplota vnitřního vzduchu. Vnější teplota a rychlost proudění vnějšího vzduchu se měří minimálně $0,4 \text{ m}$ od fasády ve stejné výšce, jako je sledovaná místnost, a v místech, kde nedochází k lomům fasády.

Měřicí metody a přístrojové vybavení pro průzkum

V případě podezření, že konstrukce obsahuje nadměrnou vlhkost, je nutné odebrat vyvrtáním nebo vysekáním vzorek z každé vrstvy konstrukce. V případě jednovrstvé konstrukce je nutné vzorek odebrat u vnitřní strany, uprostřed a u vnější strany. V laboratorii se stanovuje vlhkost materiálu vázkovou metodou.

Měření vlhkosti vzduchu se většinou provádí přístroji založenými na psychrometrické metodě. Základem metody je měření teploty dvou teploměrů – suchého a vlhkého. Rozdíl teplot obou teploměrů se nazývá psychrometrický rozdíl a z něj se stanovuje relativní vlhkost vzduchu.

Měření rychlosti proudění vzduchu v oblasti velmi malých rychlostí se provádí žárovými anemometry.

Tepelný tok v konstrukci vzniká v důsledku rozdílných teplot na povrchu konstrukce. Měři se pomocí termotranzimetru, který využívá sériové spojených termočlánků (měď – konstantan).

Pro stanovení tepelného odporu je nutno znát velikost tepelného toku, teploty vnějšího a vnitřního vzduchu a vnitřní a vnější povrchové teploty. Měření tepelného odporu měři všechny uvedené veličiny a okamžitě vyhodnocuje tepelný odpor.

Při vyhodnocování průzkumu se kombinuje praktický průzkum na místě s teoretickým vyhodnocením projektové dokumentace. V některých případech stačí provést posudek na základě dokumentace jenom s místním vizuálním průzkumem. Pokud dokumentace obsahuje skladby konstrukcí včetně přesného definování materiálů, je vhodné provést teoretické posouzení podle norem ČSN 73 0542 a ČSN 73 0549.

Sanace poruch

Tepelné technické vlastnosti objektů je nutno zlepšit tehdy, když objekt vykazuje vady, které znemožňují bezproblémové

obývaní budovy, nebo když je třeba snížit náklady na vytápění [2,4,7,9].

Cheme-li snížit náklady na vytápění stavební úpravou, zpravidla musíme vyhodnotit dobu návratnosti vložených nákladů.

Dodatečné izolování stěn lze provádět z vnější nebo vnitřní strany. Výhodnější je v praxi rozšířenější je izolování z vnější strany. Vnitřní izolování se realizují pouze ve výjimečných případech, kdy nelze jinak.

Systémů pro vnější dodatečné izolování je celá řada. Lze je rozlišit na systémy bez a se vzduchovou mezerou. V Německu a Rakousku je rozšířený systém bez vzduchové mezery, který se prosazuje i u nás. V tuzemsku je nabízen různými zahraničními firmami, někdy ve spolupráci s našimi firmami, popř. našimi firmami z tuzemských materiálů, což se projevuje na ceně. Podstatou systému je to, že na očištěnou rovnou fasádu se lepí desky pěnového polystyrenu, popř. minerální vaty. V některých případech jsou desky přikotvovány umělohmotnými hmoždinkami. Na izolační se natahuje tenká vrstva lepidla, do kterého se zatlačuje skelná tkanina chráněná proti alkáliím. Na ni se natahuje tenká vrstva umělohmotné omítky. Systém má řadu omezení, která je nutno dodržet, jsou to např. maximální tloušťka izolace, vzdálenost dilatačních spár, barevnost omítky apod.

U systému se vzduchovou mezerou je izolace upevněna do různých rámtů nebo listů, at' již dřevěných nebo kovových. Před izolací je upevněna krycí konstrukce chrá-

nící před vlivem povětrnosti nebo mechanických poškození. Krycí konstrukce může být z hliníkových nebo plastových profilů, eternitových nebo keramických desek, keramických nebo kamenných obkladů apod. Při rozhodování je nutno přihlídnout k estetice, trvanlivosti a nákladnosti úpravy i statické stěny.

Tepelné izolační omítky, v minulosti i současnosti často nabízené, nejsou vhodné pro dodatečné izolování, protože přírůstek tepelného odporu je malý a náklady značné. Podobně neekonomické je v minulosti často používané dodatečné izolování heraklitem.

Dodatečnému izolování z vnitřní strany se vyhýbáme z těchto důvodů:

- snižuje se tepelná akumulace izolované stěny, a tím i přilehlého prostoru, a může se porušit tepelná rovnováha místnosti;
- tepelná izolace na vnitřní straně konstrukce způsobuje silné podchlazení obvodové stěny v zimním období, se středními teplotami konstrukce pod bodem mrazu. Kondenzační pásmo se posunuje na vnitřní líc původní konstrukce, proto je nutno ve většině případů dát na vnitřní líc tepelné izolace parotěsnou zábranu;
- v místě ukončení dodatečného zateplení z vnitřní strany na obvodové stěně vznikne obvykle na vnitřním povrchu podchlazení pod rosný bod vnitřního vzduchu;
- nevhodná zateplení z vnitřní strany po energetické stránce je způsobena tím, že nelze zateplit i místa, kde dochází ke styku vnitřních konstrukcí s obvodovým

plášťem. V těchto detailech dochází k větším tepelným ztrátám.

Dodatečné izolování plochých střešních se provádí různými polystyrenovými dílci, jako např. POLSID. V současné době se objevují různé zahraniční technologie, které používají tekutých hmot, které po zatvrdnutí plní tepelné izolační, hydroizolační a krycí funkci současně. U objektů se šikmými střešními a nevytápěným půdním prostorem se izoluje nejvíce stropní konstrukce vrstvou izolantu (pěnového polystyrenu nebo minerálně vláknité desek) a na ni se umísť pohyblivá vrstva. Při doizolování vodorovných konstrukcí je nutno provést výpočet celoroční bilance vodní páry.

V případě zřizování nových bytových jednotek v půdních vestavbách starších objektů s masivními zdmi s velkou tepelnou setravností se používají vesměs nové montované technologie, které využívají kombinaci izolantů a tenkostěnných vepřekplohých krycích prvků. Izolované stěny mají vysoký tepelný odpor, ale i nízké akumulační schopnosti, a proto je nutné provést výpočet tepelné stability místnosti.

K množstvem zlepšení tepelné izolačních vlastností okenních konstrukcí patří instalace oken s menším prostupem tepla (např. plastových, trojskel apod.), zařízení venkovních žaluzií nebo vnitřního závěsu, přidávání zasklení zdvojených oken, dodatečné utěsnění rámtů. Přílišné utěsnění oken může způsobit nedostatečnou výměnu vzduchu v místnosti, a tím nadměrnou vlhkost vnitřního prostředí.

Zděné stěnové konstrukce

Konstrukční uspořádání

ZDĚNÉ STĚNY, PILÍŘE A SLOUPY

Zdivo je stavebním materiálem pro výstavbu zděných stěn, sloupů, pilířů, opěrných zdí, základů a jiných částí stavebních objektů. Zhotovuje se v místě budoucího použití; vyzdívá se z kusových staviv (cihel, tvárnic, kusového kamene, kvádrů) na vápennou, vápencementovou nebo cementovou maltu nebo v současnosti na malty s jinými pojivy.

Ve stavebních objektech, pocházejících ze sledovaného období (v letech 1850 až 1950), se uplatňovaly tři druhy zdiva – cihelné, kamenné a smíšené.

Podle půdorysných rozměrů a podle půdorysné polohy v objektu se rozlišují následující zděné prvky, popř. konstrukce:

■ **Nosné zděné stěny** plní funkci statickou (nosnou) a zároveň funkci ochrany a dělení vnitřního prostoru v objektu. Jsou to stěny průčelní (uliční a dvorní), vnitřní podélné

(střední), vnitřní příčné, schodišťové, mezi-bytové a další.

■ **Zděné pilíře** jsou nosné svislé prvky, u nichž poměr výšky k šířce je menší než 4. Bývají součástí stěn, jako např. tzv. mezikenní nebo mezidřevní pilíře. Zvláštním případem jsou zděné pilíře, které jsou součástí štíhlých stěn a jsou jejich tužením pro účinky vodorovných zatížení (např. ztužení podélné stěny jednopodlažních hal nebo volně stojící zděné ohradní stěny).

■ **Zděné sloupy** jsou štíhlé svislé nosné prvky, zpravidla štíhlejší než pilíře, umístěné samostatně v půdorysu. Jsou časté v občanských a průmyslových objektech, méně již v obytných budovách.

■ **Zděné příčky** jsou dělicími prvky mezi místnostmi, aniž by plnily statickou funkci. Obdobné určení i působení mají různé vyzdívkové.

Podle úpravy povrchů se nosné stěny (a též pilíře, sloupy a příčky) dělí na omítnuté stěny, stěny s obkladem a stěny z režného zdiva. U nás vždy převládaly a dosud převládají stěny omítnuté.

CIHELNÉ ZDIVO

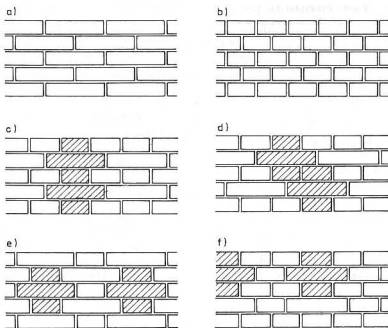
V průběhu posledních 200 let se způsoby označování rozměrů zděných stěn, pilířů, sloupů a příček měnily takto:

skutečný rozměr bez omítek (mm)	140	290	440	590
18. stol. a zač. 19. stol. (stopy nebo délka cihly)	1/2' nebo 1/2 c	1' c	1 1/2' c	2' c
po roce 1840	15	30	45	60

Až do roku 1950 se ve statických výpočtech uvažovaly rozměry podle poslední řádky. Později se postupně začaly u tradičně provedeného zdiva do výpočtu zavádět rozměry zděných prvků či konstrukcí bez omítek, tj. rozměry podle první řádky.

Ve zdivu se vyskytují vodorovné a svislé spáry vyplněné maltou. Vodorovné spáry se nazývají ložné, svislé spáry se označují buď jako podélné styčné (rovnoběžné s lícem stěny) nebo jako příčné styčné (kolmé na líc stěny).

Vazba zdiva je způsob vzájemné polohy (týž sestavy) cihel (obecně kusových staviv), kdy ve dvou sousedních vodorovných vrstvách neprobíhají styčné spáry průběžně. Aby se dosáhla účinná (řádná) vazba zdiva, je nutno dodržet tyto zásady: – všechny styčné spáry v každé vrstvě musí být cihlou v horní vrstvě překryty o 1/4 až 1/2 délky cihly,



Obr. 5 • Vazby cihelného zdiva

a • běhounová vazba, b • vazáková vazba, c • polokřížová vazba, d • křížová vazba, e • polská vazba, f • holandská vazba

- ložné spáry musí být vždy kolmé k tlaku, tj. musí být vodorovné,
- ve zdivu se má použít co nejvíce celých cihel; při ukončení stěny, připojení, založení, zúžení, rozšíření nebo při křížování stěn se používají i části cihel, získané přeseknutím celých cihel – třčtvrky nebo půlky, výjimečně čtvrtky nebo pásky.

Cihla, uložená ve zdivu tak, že její délka je rovnoběžná s lícem stěny, se nazývá běhoun. Cihla s délkou kolmou na líc je vazák.

Zdivo stěn tloušťky 1/2 cihly obsahuje jen běhouny, zdivo má běhounovou vazbu (obr. 5a). Zdivo stěn, jejichž tloušťka se rovná délce cihel, má vazákovou vazbu (obr. 5 b). U stěn tloušťky 1 1/2 cihly a tlustších se v lici vyskytují běhouny i vazáky. Pravidelnými změnami jejich uspořádání se dosahuje různých vazeb. Uvedeme čtyři nejběžnější.

Polokřížová vazba. Ve svislém směru se střídají vazákové a běhounové vrstvy, při délce převládání rovné vždy 1/4 cihly. Styčné spáry vazákových vrstev (ob vrstvy) jsou nad sebou; totéž platí pro běhounové vrstvy (obr. 5 c).

Křížová vazba. Ve svislém směru se střídají opět vazákové a běhounové vazby, při délce převládání rovné vždy 1/4 cihly. Styčné spáry vazákových vrstev jsou nad sebou, avšak styčné spáry běhounových vrstev jsou o 1/2 cihly posunuty (obr. 5d).

Další vazby – **polská a holandská** – jsou znázorněny na obr. 5e a 5f.

Zvláštnosti vazby při ukončení stěn, jejich křížení, rohů, připojení, vazby ostění, vazby pilířů (sloupů) a průchodů jsou popsány v příslušných učebnicích.

KAMENNÉ ZDIVO

Druhy kamenného zdiva:

- lomové kamenné zdivo – z lomového

kamene, tj. kamene, který byl vyláman a nebyl dále opracován,

- kydopské kamenné zdivo – z vybraného, opracovaného (do hloubky 50 – 80 mm) lomového kamene,

– řádkové zdivo – buď obyčejné, hrubé nebo čisté,

- kvádrové zdivo – z hrubých nebo jemných kvádrů.

SMÍŠENÉ ZDIVO

Smíšené zdivo v obytných budovách má cihelnou obezdívku a vnitřní kamenné zdivo. Často je obezdívka jednostranná, jenom v lici do místnosti. Vzájemné spojení obou druhů zdiva vazbou závisí na způsobu opracování kamene (na tom, do jaké míry je kámen ložný). U nosného smíšeného zdiva bývá nutno pečlivě vyšetřit uspořádání obou druhů zdiva ve stěně a jejich vzájemné spojení.

STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Stavebně technický průzkum zděných stěn, sloupů, pilířů a přechů zahrnuje [2,10,11,12] kromě dříve popsaných činností též tyto činnosti:

- průzkum vzniku a rozvoje trhlin ve zděných stěnách, sloupech a přechách; šetří se šířka, délka a hloubka trhlin, jejich průběh (poloha) vzhledem k jednotlivým cihlám, ložným a styčným spárám, jejich poloha vzhledem k přilehlým konstrukcím z jiných materiálů, zvláště blízko působit osamělých břemen;

- průzkum vad zdiva (průzkum nesprávné vazby zdiva, skrytých dutin, neodborných sanací) především v nosných prvcích, v okolí komínových těles apod.;

- průzkum poruch zdiva způsobených takovými účinky, jako jsou dřívější neodborné stavební úpravy, objemové

změny zdiva, trvalé působení zvýšené vlhkosti zdiva a působení agresivního chemického prostředí;

- u nenosných zděných prvků (zejména přechů) průzkum poruch zdiva (trhlin, droení) na jejich povrchu a v místech jejich styků s přilehlými (nosnými nebo nenosnými) zděnými, betonovými a dřevěnými konstrukcemi.

Zděné objekty stávajícího bytového fondu procházely od roku 1850 až dosud, tj. téměř 150 let změnami v dispozici, konstrukčním řešení i volbě stavebních materiálů. V jednotlivých vývojových etapách měly však mnoho společných znaků.

Údaje této, stejně jako i většiny ostatních kapitol, se vztahují ke zděným objektům všech druhů výstavby, nejen bytového fondu, vystavěným v celém uvedeném období.

Vývoj pálených cihel a metod jejich zkoušení

V poslední třetině 18. století nastaly na území tehdejší rakousko-uherské monarchie dvě významné události týkající se rozvoje zděných konstrukcí. Byly vydány předpisy pro zděné budovy se zpřísněnými protipožárními požadavky. Dekretem císaře Josefa II. byly zavedeny jednotné rozměry plných pálených cihel 303.145.65 mm, které po zavedení metrické soustavy byly upraveny na 290.140.65 mm. V poslední třetině 19. století se začaly vyrábět děrované cihly – podélně děrované (duté) a příčně děrované cihly.

V 19. století se pevnost cihel označovala v běžné praxi prostřednictvím názvů. Po roce 1900 se zavedla kontrola pevnosti cihel pevnostními zkouškami a názvosloví cihel se zpřesnilo (tabulka 1).

Tabulka 1. Názvy a pevnosti pálených cihel na začátku 20. století

Název cihel	Pevnost v tlaku
	MPa
Zvonivky, klinkrovky, kabřince	30 a více
lepší zdící cihly	26
Obyčejné zdící cihly	20
Podélně duté cihly	17
Obyčejné plné cihly	10
Příčně dírkované cihly	8

Ke konci 20. let se v Československu stabilizoval sortiment pálených cihel. Výnosem ministerstva veřejných prací ze dne 23. prosince 1931 byla vyhlášena platnost-norem pro dodávání a zkoušení plných pálených cihel, vyráběných buď v tzv. velkém formátu 290 x 140 x 65 mm (na území Č. státu tento formát převažoval) nebo v malém formátu 250 x 120 x 65 mm (především kanalizační cihly). Pevnost cihel v tlaku se určovala na krychlicích s délkou hrany 50 mm, vyfyzikých ze střední a krajní části cihly. Vztahy mezi názvy a pevnostmi cihel uvádí tabulka 2.

Tabulka 2. Názvy a pevnosti pálených cihel podle čs. předpisu z roku 1931

Název cihel	Požadovaná pevnost v tlaku
	MPa
Kabřince, kameninové cihly, kanálovky, kanálky, zvonivky	60
Tvrdé cihly	30
Pevné cihly	15
Obyčejné cihly	7,5

Tabulka 3. Druhy a pevnosti plných pálených cihel podle ČSN 1182 – 1944

Druh cihel	Požadovaná pevnost v tlaku
	MPa
Kabřince	55
Zvonivky	35
Ostře pálené cihly	25
Licovky	15
Obyčejné cihly 150	15
Obyčejné cihly 100	10

Ke konci 30. let se zavedlo určování pevnosti cihel v tahu za ohybu. Pevnost v tlaku se začala určovat na dvou získaných půlkách cihel, uložených na sebe a spojených maltou v ložné spáře. Vztahy mezi názvy a pevnostmi cihel obsahuje tabulka 3.

Následující tabulka 4 uvádí přehled materiálů pro zděné konstrukce z počátku 40. let.

Od konce 20. let se pro vyzdívání vnějších stěn začaly vyrábět cihelné tvarovky se zvláštním uspořádáním otvorů. Jejich účelem bylo dosáhnout vhodných tepelně technických vlastností stěn při menší spotřebě malty a menších nákladech na zdění. Nejrozsáhlejší byly tvarovky Petrášky, nazvané podle jejich vynálezce.

Období od roku 1953 až dodnes je obdobím velkých změn v sortimentu, rozsahu a způsobech použití cihlářských výrobků. Pálené cihly a pálené tvarovky se používaly a používají jak v monolitických svislých zděných konstrukcích (tabulka 5), tak i ve stěnových dílcích.

Údaje (označení, objemová hmotnost, pevnosti v tlaku) nejdůležitějších z nich lze čerpat z tabulek výpočtových pevností v tlaku různých druhů zdíva ve dvou normách – ČSN 73 1101 – 87 Navrhování zděných konstrukcí a ČSN 73 1103 – 88 Navrhování stěnových keramických dílců. Obě normy obsahují i seznamy ČSN (materiálové listy) jednotlivých druhů cihel a tvarovek, vyráběných v současné době. Souběžně s vývojem sortimentu pálených a jiných kusových staviv se též rozvíjely zkušební postupy pro stanovení jejich mechanických vlastností.

V současnosti platí pro cihlářské výrobky pro stěnové (svislé) konstrukce

Tabulka 4. Vlastnosti materiálů pro zděné stěny v roce 1942

Druh	Rozměry	Objemová hmotnost	Požadované pevnosti v tlaku
	mm	kg.m ⁻³	MPa
Cihly poróvitě, lehčené, mourovky, pilinovky	290x 140x65	800-1000	2 až 3
Cihly příčně děrované	290x 140x65	1200-1400	10
Cihly podélně děrované	290x 140x65	–	6
Komínovky, radiálky	různé	1900	15;25;35
Cihly vápenopťkové	290x 140x65 (250x 120x65)	1700-1900	15
Cihly struskové	290x 140x65 (250x 120x65)	1700-1900 1600-1900	7;12;15 5;10;15;25
Tvárnice škvárové	různé	1200-1400	3; 5
Tvárnice z křemeliny	různé	400-700	2;3;4
Veptovice (nepálené cihly)	290x 140x65 a jiné	1500-1800	0,6 až 2

Tabulka 5. Vlastnosti pálených cihel pro svislé monolitické zděné konstrukce

Začátek zavedení do praxe	Druh a označení cihel	Rozměry	Objemová hmotnost	Požadované pevnosti v tlaku
rok	–	mm	kg.m ⁻³	MPa
–	plné cihly	290x 140x65 250x 120x65	1800-1900	7,5;10;15; 5;25;35
–	plné lehčené cihly CPL	290x 140x65	1300 1600	5; 7,5 7,5;10;15
–	voštinové cihly	290x 140x 108 290x 140x 148	1300	12
1957	svisle děrované cihly metrického formátu CDm	240x 115x 113	1450	7,5;10;15 (20)
1960	svisle děrované cihly 1,5 CDm	240x 175x 113	1450 (1300)	7,5;10;15 (20)
1962	svisle děrované cihly 3,5 CDm	365x 175x 175	1400	7,5;10;15
1965	svisle děrované cihly CDK	290x 210x 113 290x 240x 113	1250	7,5;10;15 20
1967	svisle děrované lehčené cihly CDKL	290x 210x 113 290x 240x 113	1150	5;7,5;10
1972	svisle děrované cihly CDK TYN	285x 190x 213	1000	7,5;10
1974	svisle děrované cihly CDK 32	320x 240x 150	1150	7,5;10;15
1975	svisle děrované cihly CDK 36	360x 240x 113	1250	7,5;10;15
U výrobků uváděných před r. 1945 není rok uveden				

soubor norem ČSN 72 26 Cihlářské pálené výrobky, z nichž jedna část je zpracována jako materiálové listy, druhá část jako zkušební normy. Normy, které jsou z hlediska výpočtů zděných konstrukcí nejdůležitější, uvádí seznam norem v ČSN 73 1101.

Uvedené normy mají být v roce 1994 nahrazeny souborem evropských norem (EN), které jsou zatím v různém stadiu zpracování. Zkušební normy jsou ve stadiu konečných návrhů, zatímco normy s kavi-

tativními požadavky jsou dosud předmětem rozsáhlého a obtížného projednávání.

Podkladem pro zpracování uvedených evropských norem byl soubor „Obecných doporučení RILEM pro zkušební metody nosného zdíva z kusových staviv“ [14], který obsahuje 19 doporučení rozříděných do těchto skupin:

Zkoušky kusových staviv – zkoušky pevnosti v tlaku, v tahu za ohybu, v příčném tahu, zkušební metody nasákovosti materiálu kusových staviv.

Zkoušky malt – zkoušky pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu.

Zkoušky malých vzorků stěn – zkoušky pevnosti zdíva v tlaku, v tahu za ohybu (v rovné spáře a zazubené) a v příčném tahu, zkoušky dotavování a smršťování zdíva, zkouška pevnosti ložné spáry ve smyku.

Zkoušky vzorků zdíva ve skutečném měřítku včetně stěn na výšku podlaží – zkouška únosnosti v tlaku, zkouška únosnosti za ohybu a zkouška vzorku zdíva cyklicky namáhaného smykovou silou.

Zkouška zdíva ve stávajících konstrukcích – zkoušky vzorků odebraných ze stávajícího zdíva, stanovení lokálního napětí v tlaku ve zdívu s použitím tenkého lisu, stanovení lokálních přetvárných vlastností a pevnosti v tlaku zdíva s použitím dvou tenkých lisů.

Bude nutné přihlídnout k tomu, že se po zavedení evropských norem změně některé základní zkušební postupy, např. určení pevnosti plyných palených cihel v tlaku, stanovení jejich okamžité nasákovosti, určení pevnosti malty v tlaku a v tahu za ohybu.

Zkušební postupy podle platných ČSN i podle EN platí pro nové výrobky. Při zkoušení výrobků, které byly odebrány ze stávající konstrukce, se musí podle těchto norem sledovat, do jaké míry byly zjištěné výsledky ovlivněny změnami vlastností výrobků, způsobenými osazením výrobků v konstrukci, např. dlouhodobými změnami nasákovosti nebo vlhkosti. Podle potřeby se zavádějí vhodné opravné součinitele.

Kromě zkušebních postupů, které jsou uvedeny v Obecných doporučeních RILEM [14], se pro stanovení mechanických vlastností cihel, malt a zdíva ve stávajících konstrukcích používají další diagnostické metody. Popis a kritické zhodnocení vybraných vhodných metod jsou obsaženy v následujících čtyřech kapitolách [1,17]:

Stanovení pevnosti v tlaku cihel a tvárnice

Postupy stanovení pevnosti v tlaku cihel, které jsou součástí stávající zděné konstrukce (stěn, sloupů, pilířů, přiček, zděných klenb):

■ **Přímý (odborný) odhad na základě vizuální prohlídky** nebo vhodnější na základě poklepu povrchu cihel kladivem, ocelovou tyčkou nebo tesáfskou skobou; pevnost cihel v tlaku se stanoví podle odezvy cihly při poklepu (podle toho, jak cihla „zvoni“).

■ **Pevnostní zkouška vzorků cihel** nebo tvárnice, které se pečlivě odebraly ze stávajícího zdíva, provedené podle platných norem pro zkoušky jednotlivých druhů kusových staviv.

■ **Pevnostní zkouška válcových vývrtů** Ø 50–60 mm odebraných z plyných (nikoliv dřevnatých) cihel nebo tvárnice; zkouškami odebraných vzorků se zpravidla stanoví pevnost v příčném tahu, v některých případech válcová pevnost v tlaku, z těchto pevností se odvodí pevnost kusových staviv v tlaku.

■ **Nedestruktivní zkoušky.** Zkouška

Schmidtovým tvrdoměrem podle ČSN 73 1373 Tvrdoměrné metody zkoušení betonu [30]; zkouškou lze vyšetřit vlastnosti materiálu (paleného stěpu, betonu) do hloubky nejvýše 50 mm; podle možnosti se tvrdoměrná zkouška kombinuje s pevnostní zkouškou vyjmutých cihel nebo tvárnice, jejichž vlastnosti se před pevnostní zkouškou vyšetří tvrdoměrem; odvodí se korelační vztah mezi tvrdostí stanovenou tvrdoměrem a pevností v tlaku, která se stanoví pevnostní zkouškou, potom se tvrdoměrem vyšetřují cihly nebo tvárnice ve stávající konstrukci; u palených cihel nebývá možné korelační vztah odvodit, a proto se tvrdoměrem vyšetří tvrdost cihel ponechaných ve zdívu, z výsledků zkoušek se vypočte rozptyl tvrdosti; hodnota rozptylu tvrdosti se považuje za rozptyl pevnosti cihel; podle [9] jsou výsledky tvrdoměrných zkoušek cihel stejně přesné jako přímý odhad pevnosti nebo dokonce méně přesné.

Zkouška založená na měření rychlosti šíření ultrazvukových vln v cihlách (nikoliv ve zdívu); buď se a snímače se umístí buď na protilehlých plochách cihly nebo na jejich sousedních plochách vždy tak, aby impulsy procházely jím paleným stěpem; stejně jako u předchozího postupu se zkouška kombinuje s pevnostní zkouškou vyjmutých cihel; korelační vztahy nejsou k dispozici.

■ **Semidestruktivní zkoušky** jsou tvrdoměrné zkoušky, při nichž se ve velmi malém rozsahu poruší povrch cihel nebo tvárnice; poškození se obvykle snadno opraví; metody jsou ve stadiu pokročilého vývoje, avšak potřebné korelační vztahy nejsou zatím k dispozici. K nejznámějším zkouškám patří zkouška s použitím sondy Windsor, kde se měří hloubka vniknutí jehly vymrštného výbuchem malé konstantní nálože; zkouška s použitím tvrdoměrného jehlanu, vymrštného konstantní, mechanicky vyzvočenou silou; zkouška, při níž se měří energie, nezbytná pro vniknutí vrtáku předepsaného průměru do předepsané hloubky.

Stanovení pevnosti v tlaku malty

Postupy stanovení pevnosti v tlaku malty, která je součástí stávající zděné konstrukce (zkoušky krychlí podle ČSN 72 2449 Zkouška pevnosti malty v tlaku nejsou použitelné):

■ **Přímý odhad na základě jednoduchého určení tvrdosti malty** vrypem ocelového hrotu hřebíku, sekáče apod.;

■ **Pevnostní zkoušky tenkých vrstev malty** odebraných ze stávajícího zdíva [4]; zjištěné hodnoty se přepočítávají na hodnoty krychelné pevnosti podle ČSN 72 2449; metoda je vhodná pro malty vyšších pevnostních značek; z malt nižších značek nelze zkušební vzorky zhotovit, protože se malta drolí;

■ **Zkoušky tvrdosti malty vrtnou metodou** s použitím příklepové vrtáčky [6]; měří se hloubka vniknutí vrtáku po předepsaném

počtu úderů (příklepů); podle kalibračních vztahů se stanoví krychelná pevnost malty; metoda je vhodná pro malty nižších značek;

■ **Zkoušky tvrdosti malty vtačováním ocelové tyčky** (sondy, indentoru) podle [5]; indentor se vtačuje do maltové vrstvy konstantními údery kladiva; měří se počtem úderů kladivem nutných pro vtažení indentoru do hloubky 10 mm; podle kalibračních vztahů se stanoví krychelná pevnost malty; metoda je vhodná pro malty nižších značek;

■ **Chemický rozbor malty** podle ČSN 73 1323 Chemický rozbor betonu; rozбором se určí obsah pojiva; z obsahu pojiva se stanoví pravděpodobný druh malty a poměr mísení; pro přesné stanovení poměru mísení je nutno znát chemické složení výchozích surovin (vápna, cementu a kameniva), avšak ve většině případů chemické složení (nebo alespoň lokalitu či původ) nelze zjistit; při znalostech poměru mísení složek se určí pevnost malty.

Stanovení pevnosti v tlaku zdíva

Pevnost v tlaku zdíva ve stávajících konstrukcích se stanoví buď pevnostními zkouškami těles odebraných ze konstrukce (pro obtížnost vyjmutí a přepravy do zkušebny jsou tyto zkoušky zcela výjimečné), nebo výpočtem z hodnot pevnosti $R_{u,m}$ a $R_{m,m}$ stanovených podle postupů uvedených v předcházejících kapitolách.

Pevnost zdíva v tlaku se vypočte podle ustanovení ČSN 73 0038 a podle metodického dokumentu TZÚS Praha [7,13].

Výpočtová pevnost v tlaku zdíva v konstrukci se určí ze vztahu

$$R_d = 1,6 \cdot \frac{\gamma_{in} \cdot \gamma_{rm}}{\gamma_{mm}} \cdot R_{m,d}$$

kde $R_{m,d}$ je výpočtová pevnost zdíva určená na základě průměrné pevnosti v tlaku kusových staviv $R_{u,m}$ a průměrné pevnosti v tlaku malty $R_{m,m}$ s použitím tabulky 2 v ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí,

γ_{mm} je dílčí součinitel spolehlivosti zdíva, vyjadřující vliv vlhkosti zdíva a jakosti vazby (tab. 6),

γ_{in} je součinitel informace

podle ČSN 73 0038,

γ_{rm} je součinitel podmínek působení z hlediska celistvosti zdíva (tab. 7).

Tabulka 6. Hodnoty součinitele γ_{mm}

Vazba	Vlhkost zdíva		
	5 %	12 %	20 %
dobrá	1,6	1,8	2,0
průměrná	1,8	2,1	2,4
špatná	2,1	2,4	2,6

Tabulka 7. Hodnoty součinitele γ_{rm}

Šířka trhliny v mm		γ_{rm}
světlé trhliny	šikmé trhliny	
0,1-0,6	0,1-1,2	0,95-0,85
0,7-2,0	1,3-4,0	0,84-0,7
> 2,0	> 4,0	< 0,7

Pevnost v tlaku kusového staviva $R_{u,1}$ v daném zkoušeném místě se určí na základě pevnostní zkoušky odebraného vzorku kusového staviva, popř. odebraného vývrtu, nebo jiným postupem, uvedeným v předcházejícím textu.

Průměrná pevnost kusového staviva v konstrukci nebo konstrukční části se určí na základě výsledků zkoušek pevnosti v jednotlivých zkušebních místech. Jako průměrná pevnost kusového staviva se uvažuje dolní hranice konfidenčního intervalu pro odhad střední hodnoty při pravděpodobnosti $p = 0,95$ podle vztahu

$$R_{u,m} = \bar{R} - \mu_n S_r,$$

kde $\bar{R}$ je výběrový aritmetický průměr, S_r výběrová směrodatná odchylka, μ_n součinitel závislý na zvolené konfidenční a počtu zkoušek (rozsah výběru). Neprovádě-li se přesnější statistické hodnocení, uvažují se hodnoty μ_n podle následující tabulky.

Tabulka 8. Hodnoty součinitele μ_n

Počet zkoušek n	μ_n	Počet zkoušek n	μ_n
5	0.69	15	0.35
6	0.60	20	0.30
7	0.54	25	0.26
8	0.50	30	0.24
9	0.47	40	0.21
12	0.39	50	0.18

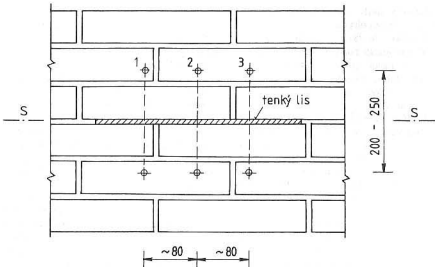
Pevnost v tlaku malty $R_{m,0}$ v daném zkoušeném místě se určí jedním z postupů z předcházející kapitoly.

Průměrná pevnost malty $R_{m,m}$ se z hodnot $R_{m,0}$ i určí stejným postupem jako průměrná pevnost $R_{u,m}$ z hodnot $R_{u,i}$ včetně použití součinitele μ_n z tabulky 8.

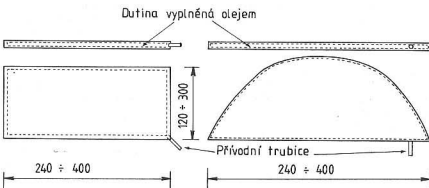
Stanovení mechanických a konstrukčních vlastností zděných stěn

Postup stanovení mechanických a konstrukčních vlastností stávajících zděných stěn [1,15,16,18]:

- stanovení lokálního napětí v tlaku (tenký lis);
- stanovení lokálních přetvárných vlastností zdiva (dvojice tenkých lisů);
- zkouška pevnosti v tahu za ohybu zdiva v ložné spáře (pákové zařízení);
- vyšetření přítomnosti výztuže a ocelových přípravek; (detektory výztuže, UV přístroje atd.);



Obr. 6 • Rozmístění terčů deformetrů i = 1, 2 a 3 vzhledem k poloze tenkého lisu ve zdivu



Obr. 7 • Tenký lis ve tvaru kruhové úseče

■ vyšetření rozměrů a stavu dutin, včetně komínových průduchů (endoskop, borskop).

Stanovení lokálního napětí v tlaku ve zdivu s použitím tenkého lisu (obr. 6) je založeno na myšlence, že lis vložený do konstrukce (zdiva) zatěžuje konstrukci tak, aby se vytvořil původní stav napětí. Z tlaku media v lisu se usuzuje na napětí zatížené konstrukce před provedenou zkouškou. Při zkoušce se sledují posunutí protilehlých bodů přes ložnou spáru ve třech řezech. Prostor pro lis (240 – 400) x (120 – 200) x 10 mm) podle obr. 7 se vytvoří koutovou pilou (Ø (300 – 500) mm).

Pomocí dvou tenkých lisů obr. 9 lze stanovit přetvárné vlastnosti a pevnosti v tlaku zdiva (mezi lisy). Při zkoušce jsou sledovány vzájemné posunutí čtyř dvojic bodů podle obr. 9. Doporučený rozměr lisů je (200 x 400 x 10 mm). Zatěžovací zkouška lze běžně provádět do hodnoty průměrného napětí v tlaku ve zdivu nebo do poloviny předpokládané pevnosti vyšetřovaného zdiva v tlaku. Při jiných parametrech zkoušky je třeba dbát na to, aby nebyla ohrožena konstrukce. Boční sevření zdiva způsobuje, že pevnost zdiva v tlaku je asi o 15 % větší a svislá přetvoření asi o 10 % menší než hodnoty stanovené na tělesech

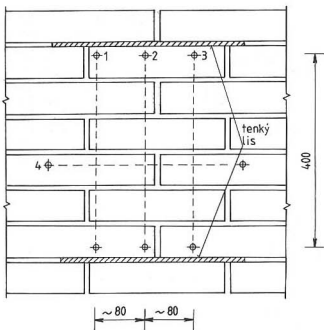
stejných rozměrů, ale bez bočního sevření. Pevnost v tlaku stanovená na tělesech s čelní plochou 400 x 400 mm bočně nesevřených je nejméně o 20 % vyšší než pevnost stanovená na tzv. nízkých stěnách podle ČSN 73 2061–2.

Zkoušky pevnosti zdiva v tahu za ohybu se provádějí podle ČSN 73 2061–2. Pro potřeby průzkumu pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v ložné spáře lze použít pákového zařízení podle obr. 10 [14]. Měřenou veličinou je moment síly, při které dojde k porušení soudržnosti mezi kusovým stavivem a maltou v ložné spáře nebo porušení malty v ložné spáře. Zkoušky mají charakter laboratorních i „in situ“. Důsledně je třeba dodržet podmínky zkoušek, za nichž byl pořízen kalibrační vztah.

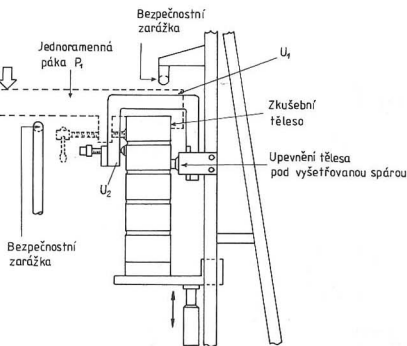
Konstrukční vady zdiva, zděných stěn a přiček

Jak bylo uvedeno v úvodní kapitole, „vada konstrukce je nedostatek konstrukce způsobený chybným návrhem nebo provedením.“ Je to tedy nedostatek, který vznikl buď v procesu projektování, nebo při realizaci objektu.

Rozlišují se jednak vady zdiva (tj. vady materiálu), jednak vady části konstrukce nebo celých zděných konstrukcí – zděných



Obr. 9 • Rozmístění terčů deformetrů $j = 1, 2, 3$ a 4 vzhledem k poloze dvou tenkých lisů ve zdivu



Obr. 10 • Uspořádání zkoušky pevnosti v tahu za ohybu zdiva v rovné spáře s použitím pákového zařízení

stěny (na výšku jednoho nebo více podlaží), zděných sloupů, pilířů a příček. Ve skutečných konstrukcích se často jednotlivé druhy vad prolínají. V průběhu užívání objektu se z nich často rozvíjejí poruchy menšího či většího rozsahu.

VADY ZDIVA

■ **Nedostatečná jakost použitých kusových staviv;** u pálených cihel např. nedostatečná pevnost, mrazuvzdornost, nadměrná objemová hmotnost, nadměrná náchylnost ke tvoření výkvětů;

■ **nedostatečná jakost použité malty,** zejména nedostatečná pevnost v tlaku;

■ **nadměrné nebo nerovnoměrné tloušťky ložných a styčných spár;**

■ **nevyhovující (nedostatečná) vazba kusových staviv;** v platné ČSN 73 1101 se požaduje řádná vazba zdiva, ale nedefinuje se podrobněji; v německé DIN 1053, Teil 1, Rezeptmauerwerk, 1990 jsou podrobnější ustanovení; podle nich má být přesah u cihly (tvárnice) větší než 0,4 násobek výšky cihly h_u ($u \geq 0,4 h_u$), popř. $u \geq 45$ mm; toto ustanovení platí pro přesahy jak ve směru rovnoběžném s

lícem stěny, tak i ve směru na líc kolmém; kromě toho se požaduje, aby ve vrstvách se styčnými spárami, které jsou rovnoběžné s lícem stěny, nebyla výška cihly (tvárnice) větší než její šířka.

VADY OMÍTEK

- **Nedostatečná přidrženost,** která způsobuje odpadávání vrstev omítky s následným možným vznikem poruch vlastního zdiva (nejzávažnější vada);
- **nedodržení požadované rovinnosti ploch a linearitý hran povrchů omítky;**
- **nedostatečná úprava omítek v místech styku s jinými materiály – dřevem, plechem, plasty.**

VADY ZDĚNÝCH STĚN, SLOUPŮ A PŘÍČEK

- **Nedodržení tvaru, rozměrů, svisllosti, rovinnosti a polohy,** předepsané projektem;
- **nedodržení vzájemného spojení předepsaného nebo jen předpokládaného v souladu s běžnou praxí;**
- **nevytvoření dilatačních spár,** předepsaných projektem.

Některé vady zůstávají i po mnohaletém užívání objektu jenom vadami. Typickým příkladem je vadná vazba zdiva stěny, jejíž únosnost je poměrně málo využita. Jiné vady se v průběhu užívání objektu stávají zdroji poruch. K takovým patří zmíněné odpadávání omítek, uložení stěn nebo příček na nedostatečně tuhých podporech nebo nesprávné (vadné) způsoby založení zděných stěn nebo sloupů.

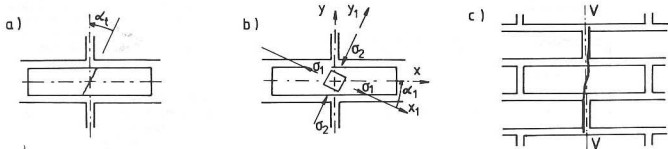
Lokální poruchy zdiva

Zdivo je stavební materiál, který se skládá ze dvou výrazných makroskopických složek – prvků hranolu a malty. Prvky tvaru hranolu se obecně nazývají **kusová staviva** (podle ČSN 73 1101), **kameny** (podle německého označení „Steine“ nebo ruského „kamni“) nebo též prvky či jednotky (podle anglického značení „units“). **Malta** je spojovací médium prvků (kusových staviv).

Při procesu porušování vznikají ve zdivu **lokální poruchy** – zejména **trhliny**, ale i místní drcení cihel nebo malty.

Poloha a směr trhlín závisí na stavu napětí ve zdivu, na skladbě (vazbě) zdiva (tj. na uspořádání kusových staviv ve zdivu), na míře vyplnění spár maltou a na způsobu děrování kusových staviv. Vlivem mnohovětrnosti kusových staviv je obecný popis vzniku trhlín ve zdivu dosti obtížný. Proto je v dalším textu uveden vznik trhlín jenom v cihelném zdivu s rovinným stavem napětí. Trhliny vznikají buď v cihlách nebo v maltových spárách (přesněji – v kontaktní ploše cihly s maltou ve spáře).

Tahová trhlina v cihle (viditelná na povrchu cihly podle obr. 11a) vzniká tehdy, kdy v daném místě normálové napětí v tahu σ_1 dosáhne hodnoty pevnosti v tahu R_t materiálu cihly. Úhel α_1 , který svírá osa x_1 s vodorovnou osou X (obr. 11b), se rovná



Obr. 11 • Tahové trhliny v cihlách

a • šikmá trhlina v cihle, b • stav napětí v cihle, c • svislá trhlina ve svislé rovině V - V, trhlina prochází cihlou a styčnými spárami

úhlu α_1 , popisujícímu směr trhliny na obr. 11a. Poloha trhlín v cihelném zdivu závisí na úhlu α_1 . Při $\alpha_1 = 0$ trhlina leží ve svislé rovině v-v, která je vedena styčnými spárami nad i pod cihlou (obr. 11c).

Smykové trhliny ve zdivu se vyskytují zřídka, a to buď v ložných spárách nebo ve svislých rovinách vedených stykem dvou stěn.

Trhliny ve zděných sloupech

Zděné sloupy, meziokenní pilíře apod. jsou většinou zatíženy svislými silami. Stav přetvoření ve vnitřní třetině výšky sloupu je popsán svislým poměrným stlačením a vodorovným poměrným roztahením. Směr trhlín je svislý. Trhliny vznikají ve styčných spárách a šíří se z nich nahoru i dolů hmotou cihel.

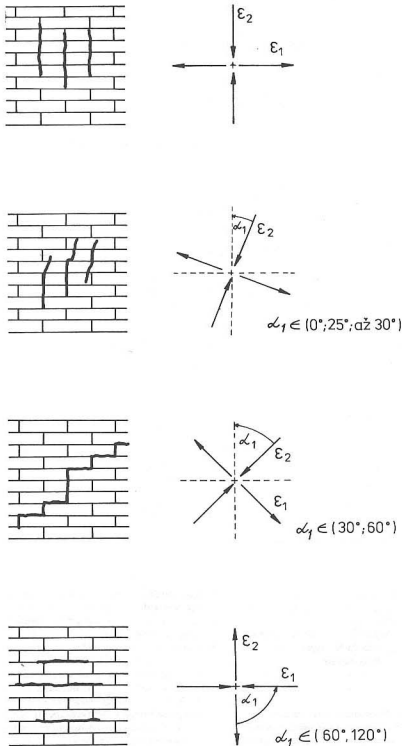
Je-li známa jakost malty, lze velmi přibližně určit poměr k_{cr} napětí (při vzniku trhliny) k pevnosti zdiva v tlaku podle těchto údajů. U zdiva na cementovou (vápenocementovou, vápennou) maltu je hodnota poměru $k_{cr} = 0,7$ až $0,9$ ($0,6$ až $0,7$; $0,4$ až $0,6$). U zdiva z děrovaných cihel výšky 150 až 220 mm se hodnoty poměru k_{cr} zvětšují. U tohoto zdiva je však třeba podle možnosti rozlišit trhliny v cihlách, vzniklé během sušení a výpalu, od trhlín vzniklých od „přetížení“ zděného nosného prvku.

Za zvláště nebezpečné se pokládají svislé trhliny v horní nebo dolní koncové části sloupu. Po jejich zjištění se musí okamžitě provést nezbytná opatření (zesílení sloupů nebo zmenšení působícího zatížení nebo obojí).

Trhliny ve zděných stěnách

TAHOVÉ TRHLINY

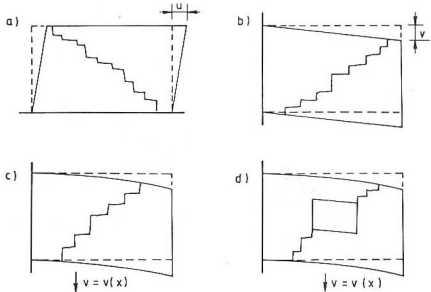
Na zděné stěny působí buď jenom svislé zatížení v jejich rovině, nebo svislé zatížení společně s vodorovným zatížením. U vodorovného zatížení mohou nastat dva případy – buď výslednice vodorovných zatížení leží v rovině stěny, nebo na ni působí kolmo. Jestliže na stěnu (např. mezi dvěma stropními konstrukcemi) působí jenom svislé zatížení, je ve stěně stav přetvoření (charakterizovaný úhlem $\alpha_1 = 0$) a průběh trhlín podle obr. 12. Jestliže v rovině stěny působí účinky svislých a vodorovných zatížení a vyvozují ve stěně stav přetvoření podle obr. 12 s úhlem $\alpha_1 \in (0^\circ; 25^\circ \text{ až } 30^\circ)$, jsou trhliny



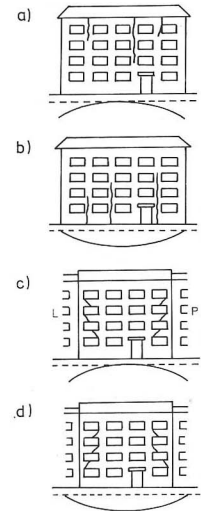
Obr. 12 • Polohy trhlín v závislosti na stavech přetvoření

odkloněný od svislice, avšak jejich průběh je podobný jako na obr. 12, tj. trhliny většínou procházejí cihlami a místy též svislými styčnými spárami. Při stavu přetožení ve zdivu, kdy α leží v intervalu $\alpha \in (30^\circ; 60^\circ)$, má tahová trhlina stupňovitý průběh, neboť prochází střídavě ložnými a styčnými spárami. Jestliže α leží v intervalu $\alpha \in (60^\circ; 90^\circ)$, vznikne tahová trhlina v ložné spáře podle obr. 12. Popsané trhliny vznikají jak od silových, tak i přetvárných účinků zatížení. U zděných stěn se vyskytují nejčastěji tyto **přetvárné účinky zatížení** [3,11]:

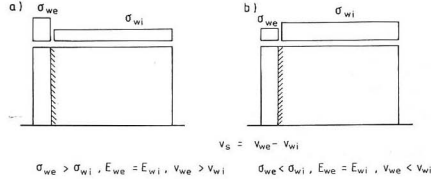
- vodorovný posun u záhlaví stěny s neposuvným vetknutím dolního okraje (obr. 13a),
- svislý posun v pravého okraje stěny, která je nepoddajně uložena podél levého svislého okraje (obr. 13b),
- svislý spojitý pokles $v = v(x)$ podpory stěny podél dolního okraje (např. vlivem stlačení podzákladí nebo průhybu podpory – železobetonové, nedostatečně tuhé konzoly) podle obr. 13c a 13d.



Obr. 13 • Trhliny v deformovaných zděných stěnách
a, b • zkosené stěny, c, d • jednostranně vetknuté stěny na poddajném podloží



Obr. 15 • Vliv nestejnoměrného stlačení podzákladí na vznik trhlin v průčelní stěně zděné budovy v řadové zástavbě
a • trhliny se rozšiřují směrem nahoru,
b • trhliny se rozšiřují směrem dolů,
c • orientace trhlin při poklesu přilehlých budov L a P ,
d • orientace trhlin při poklesu střední budovy



Obr. 14 • Smykové trhliny ve styku vnější (we) a vnitřní (wi) stěny
a • rozdíl v_s kladný, b • rozdíl v_s záporný, $v_{we} (v_{wi})$ – stlačení vnější (vnitřní) stěny

SMYKOVÉ TRHLINY

Smykové trhliny vznikají buď v ložných spárách zdiva nebo ve svislých rovinách, v nichž se stýkají dvě na sebe kolmé stěny – např. vnější stěna w_e a vnitřní stěna w_i na obr. 14. Vznik trhliny svědčí o tom, že nastal vzájemný posun $\pm v_s$ mezi horními povrchy dvou vzájemně kolmých stěn. Smyková trhlina nebývá souvislá. Skládá se ze soustavy velmi jemných šikmých tahových trhlin, jejichž orientace v závislosti na znaménku rozdílu $v_s = (v_{we} - v_{wi})$ je vyznačena na obr. 14.

Soustavy trhlin ve zděných vícepodlažních budovách

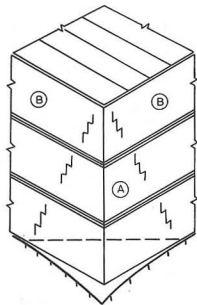
Průzkum trhlin ve zděných prvcích vícepodlažních budov (vnitřních sloupech, mezidřevních pilířích, vnitřních stěnách, schodišťových stěnách, vnějších průčelních podélných stěnách, štitových stěnách, mezipokojových a mezikojových přičekách) se většinou provádí nejprve v rozevřených jednotlivých podlažích na základě prohlídky všech vnitřních prostor v budově. Potom se vyšetří a zakreslí trhliny zjištěné na vnějším povrchu všech vnějších stěn budovy.

K dalším etapám průzkumu patří:

- vyšetření, zda a jak trhliny, zjištěné v jednotlivých podlažích, na sebe navazují a jakou soustavu tvoří v rozmezí celé výšky objektu (obr. 15),
- vyšetření, zda trhliny procházejí celou tloušťkou zděných prvků (zda jsou „průběžné“),
- vyšetření, zda-li je budova průběžnými trhlinami rozdělena na dvě nebo více částí,
- vyšetření, zda se šířka trhlin mění v čase, tj. zda se trhliny postupně trvale rozevírají nebo svírají, nebo se jejich šířka periodicky mění v závislosti na ročních obdobích; trhliny, jejichž šířka se v čase nemění (mění, se označují jako stabilizované (nestabilizované).

Následujících šest příkladů porušení skutečných vícepodlažních budov trhlínami (obr. 16 až 21) je dokladem značné rozmanitosti vyskytujících se soustav trhlin, závislých na uspořádání nosných konstrukcí, způsobu založení, vlastnostech podzákladí a na mnoha dalších vlivech.

Rozdělení budovy na dvě části (obr. 16)
Rozdělení budovy trhlínami na dvě části nastalo vlivem podmáčení podzákladí pod jejím nárožím. Čtyřpodlažní, plně podsklepená budova byla koncovým řadovým objektem. K podmáčení došlo pod jedním z



Obr. 16 • Rozdělení budovy trhlinami na dvě části A a B vlivem lokálního stlačení podzákladí pod rohem budovy

rohů koncové (štitové) stěny. Budova byla předána do užívání ke konci dvacátých let. Zdivo bylo provedeno na průměrnou vápennou maltu, avšak chyběla věncová výztuž. Po zabudování řádně dimenzované věncové výztuže v úrovni stropů nad zvýšeným přízemím a prvním patrem, společně s odstraněním zdroje podmáčení (vadného kanalizačního potrubí) slouží budova dál svému účelu.

Rozdělení budovy na více částí (obr. 17)

Rozdělení budovy trhlinami na více částí nastalo vlivem nerovnoměrného sedání základové půdy. Čtyřpodlažní budova, předána do užívání r. 1911, byla řadovým objektem. Sedání základové půdy pod objektem se lišilo od sedání pod oběma sousedními objekty. Bylo větší než pod

levým sousedním objektem a menší než pod pravým objektem, o čemž jednoznačně svědčí poloha trhlin v uliční průčelní stěně. Kromě toho vznikla další průběžná trhlina přibližně ve středu objektu. Objekt se rozdělil na čtyři části. V době průzkumu v r. 1988 byly trhliny stabilizované. Předpokládá se, že po provedení nových, betonových stropních konstrukcí, které nahradí současné dřevěné trámové, se budova opatří novou věncovou výztuží a bude opět působit jako celek.

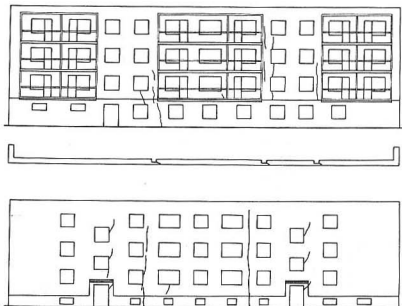
Rozdělení budovy na tři části (obr. 18)

Ve čtyřpodlažní zděné budově z roku kolem 1980 se systémem podélných nosných stěn vznikly po 3 letech provozu vlivem nestejnoměrného stlačení podloží v

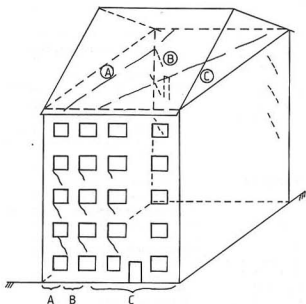
průčelní stěně svislé trhliny, které se směrem nahoru zužovaly a neprobíhaly po celé výšce budovy. Trhliny vznikly v místech svislých drážek pro potrubí ústředního vytápění a po dvou letech se stabilizovaly. Výtuž ve ztužujících věncích byla navržena a realizována podle ČSN 73 1101. Zesilování stěn nebylo nutné.

Porušení mezikolenních pilířů trhlinami (obr. 19)

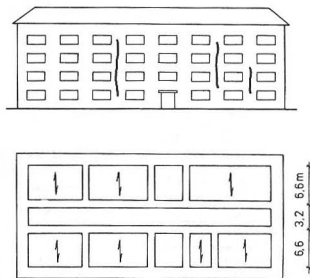
Zděná budova nemocnice s podélnými nosnými stěnami, s třemi trakty o rozpětí 6,6; 3,2 a 6,6 m byla postavena v roce 1932. Stropní železobetonové konstrukce s pálenými vložkami Simplex neměly ani rozdělovací výtuž ve směru kolmém na rozpětí, ani jakoukoli věncovou výtuž. Po padesáti



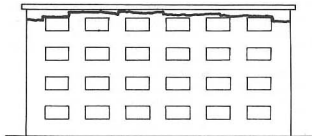
Obr. 18 • Vznik svislých trhlin ve zděné průčelní stěně vlivem nestejnoměrného stlačení podzákladí. Trhliny vznikly ve svislých průtzech oslabených svislými drážkami pro potrubí ústředního vytápění



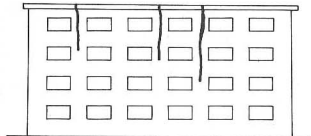
Obr. 17 • Rozdělení budovy trhlinami na tři části A, B, C vlivem nestejnoměrného stlačení podzákladí



Obr. 19 • Vznik svislých trhlin v budově bez ztužujících věnců se železobetonovými stropy s vložkami SIMPLEX bez rozdělovací výtuže ve směru kolmém na rozpětí



Obr. 20 • Trhliny podél styku ploché střešy s průčelní zděnou stěnou



Obr. 21 • Svislé trhliny v průčelní zděné stěně s nedostatečnou věncovou výztuží

letech provozu se v meziokenních pilířích podélných stěn objevily svislé trhliny, které neprobíhaly po celé výšce objektu. Vznik trhlin měl mnoho příčin, zejména dlouhodobě působící nerovnoměrné sedání základové půdy a objemové změny zdiva stěn vlivem teploty vnějšího i vnitřního prostředí. V rámci rozsáhlé rekonstrukce byla budova opatřena ve dvou úrovních ztužující věncovou výztuží.

Oddělení rovné střešy od zděné budovy (obr. 20)

Velmi častý je vznik trhlin podél styku rovné střešní konstrukce s průčelními a bočními zděnými stěnami jedno i více-podlažních budov vlivem objemových změn střešní konstrukce, vyvolaných změnami teploty vnějšího prostředí. Budovy jsou opatřeny náležitou věncovou výztuží.

Vliv objemových změn rovné střešy na zděnou budovu (obr. 21)

Zvláštním příkladem je zděná budova, jejíž průčelní stěny jsou v úrovních všech stropů opatřeny věncovou výztuží. Stěny jsou však v půdorysu zalomené. Proto je věncová výztuž v podélném směru budovy neúčinná. Vlivem objemových změn rovné střešy této obytné budovy vznikly svislé trhliny, probíhající na výšku dvou horních podlaží. Některé trhliny se rozšířily na celou tloušťku vnějších stěn a asi po třech letech se stabilizovaly. Pozorování trhlin pokračuje.

Trhliny v nenosných zděných prvcích

KLASIFIKACE NENOSNÝCH ZDĚNÝCH PRVKŮ

Nenosné zděné prvky jsou namáhány jenom účinky od vlastní tíhy a zanedbatelným vodorovným zatížením. Hlavním účelem těchto prvků je vzájemně oddělovat dva vnitřní prostory v objektu nebo oddělovat vnitřní prostor objektu od vnějšího prostředí.

V prvním případě jsou to mezipokojové, mezipodlažní a jiné **zděné příčky**, v druhém případě jsou to části vnějších stěn, provedené jako vyzdívkové železobetonové nebo ocelové skelety, obezdívky arkýřů, rízlů, lodžií, podkrovních místností a přizemních přístavků.

Převažujícími příčinami porušení nenosných zděných prvků jsou nadměrné deformace přilehlých prvků (železobeto-

vých, ocelových nebo dřevěných), na nichž jsou zděné prvky uloženy nebo s nimiž zděné prvky souvisejí (tj. jsou spojeny soudržností, třením nebo prostřednictvím zvláštních spojů).

Méně častými, spíše výjimečnými příčinami jsou účinky bočních (kolmých) na povrch příček nebo stěn nárazů, účinky podporových reakcí v místě kotvení zařízení předmětů, účinky nadměrného oslabení stěn způsobeného bouracími pracemi apod.

TRHLINY VE ZDĚNÝCH PŘÍČKÁCH

Poruchy zděných příček jsou téměř výlučně způsobeny nadměrnými průhyby stropních konstrukcí, na nichž jsou příčky uloženy. Převažují případy uložení na dřevěných trámových stropních konstrukcích s „klasickým“ konstrukčním uspo-

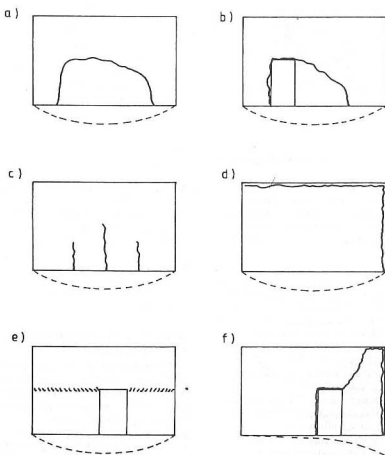
řádáním – záklopem, násypem, povaly, hrubou a čistou podlahou.

Z hlediska účinků průhybu na příčku nerozhoduje, zda je příčka uložena bezprostředně na nedostatečně tuhém stropním trámu (biologicky nenapadeném nebo napadeném), nebo na nadměrně poddajné konstrukci podlahy (při poměrně tuhém stropním trámu).

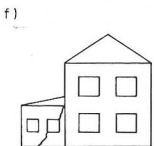
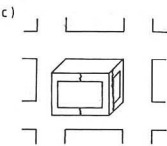
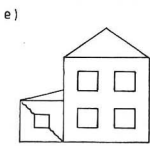
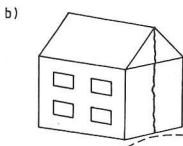
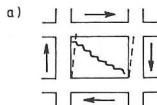
Průzkum poruch zděných příček má vždy zahrnovat vyšetření příčin těchto poruch, tj. zejména rozbor tuhosti stropních a popř. dalších souvisejících prvků.

Nejčastější způsoby porušení zděných příček:

■ Vlivem nadměrného průhybu stropní konstrukce příčka pozbyla spojitou podporu podél svého dolního okraje (obr. 22a) a zůstala „zavěšena“ podél svých svislých okrajů; v důsledku malé



Obr. 22 • Trhliny ve zděných příčkách



Obr. 23 • Trhliny v nenosných zděných stěnách

pevnosti v tahu zdíva, z něhož je příčka zhotovena, příčka začne působit jako klenba, dolní vnitřní část příčky se oddělí; šířka stupňovitě trhliny ve skutečných objektech může dosáhnout hodnot 3 – 15 mm;

■ příčka s dveřním otvorem podle obr. 22 b; její uložení a působení jsou stejné jako u obr. 22 a, jenom průběh trhliny je ovlivněn přítomností dveřní zárubně;

■ plná příčka podle obr. 22c; její uložení a působení jsou stejné jako u obr. 22a; pevnost zdíva v tahu zdíva této příčky je větší než v příčce podle obr. 22a, neboť pevnost malty v tlaku byla větší; proto se příčka poruší podle obr. 22c;

■ plná příčka podle obr. 22d; příčka pozbyla spojitou podporu podél svého dolního okraje, rovněž přilehla konstrukce vpravo se vychýlila směrem ven; příčka se oddělila podél svého horního a pravého vstříhlého okraje; stabilita příčky je ve směru kolmém k jejím povrchům ohrožena;

■ příčka s dveřním otvorem podle obr. 22e byla vyzděna na vápenocementovou maltu; pozbyla spojitou podporu podél svého dolního okraje; dolní část příčky se oddělila od horní; dělicí smyková trhlina je ve výši horní hrany dveřní zárubně;

■ příčka s dveřním otvorem podle obr. 22f pozbyla spojitou podporu na pravé straně; pravá část příčky se oddělila („utrhlá“) od levé.

TRHLINY V NENOSNÝCH ČÁSTECH VNĚJŠÍCH ZDĚNÝCH STĚN

Ve skutečných objektech se vyskytuje velký počet variant nenosných částí obvodového zděného pláště. Úplná klasifikace je velmi obtížná a proto jsou uvedeny jenom významné příklady (obr. 23):

■ nenosná zděná příčka vyzděná v železobetonovém skeletu podle obr. 23a je porušena úhlopříčnou trhlinou následkem zkosení jednoho pole skeletu;

■ štítová stěna dvojpodlažní zděné budovy s podélnými trakty podle obr. 23b; štítová

stěna nebyla opatřena stropními věnci a je porušena svislou průběžnou trhlinou (rozevírající se směrem nahoru); příčinou poruchy je např. kombinace účinků deformací podzákladí a tepelných změn vnějšího prostředí;

■ vnější stěny arkýře podle obr. 23c jsou porušeny trhlínami; možnou příčinou je nedostatečná tuhost ocelových konzol, na nichž je arkýř uložen;

■ vnější stěny (nepatrně zatížené) přístavby (závěti) obytné budovy podle 23d,e,f. jsou porušeny trhlínami vlivem nerovnoměrných deformací podzákladí.

Sanace zdíva

SANACE POVRCHOVÝCH PORUCH ZDÍVA

Účelem sanace stávajícího zdíva je uvést zdívo do původního stavu, aby sanované zdívo mělo původní fyzikální (zejména mechanické a tepelně technické), chemické a vnější vlastnosti. Postupy, užívané pro sanaci zdíva, vedou někdy ke zdokonalení jeho vlastností. Např. zdívo nabude nejen pevnosti původní, ale i vyšší. V takovém případě jde o zesílení zdíva. U skutečných zděných prvků se nezřídka obtížně určuje, zda realizovaný postup vedl jenom k sanaci nebo též k zesílení (zvýšení únosnosti) těchto prvků.

Cihelné či kamenné zdívo je buď neomítnuté (rezné) nebo omítnuté. Z metodických důvodů se věnujeme nejdříve zdívu reznému.

K povrchovým poruchám rezného zdíva patří:

- vydrolování malty z ložných a styčných spár,
- porušování povrchu či povrchových vrstev cihel nebo kamenů.

Vydrolování vápenné malty ze spár je velmi běžnou poruchou. Příčinou je degradace malty, způsobená vyplavováním pojiva (vápna). U cementových malt nastává zpravidla jiný druh poruchy. Vlivem nestejných dlouhodobých objemových změn cihel (nebo kamene) a malty se nejprve poruší soudržnost mezi maltou ve spárách a kusovými stavby. Potom se zatvrdlá malta rozdělí na menší části, které ze zdíva vypadnou. Čím je hloubka vydrolování malty větší, tím je sanace spár, tj. jejich vyplnění novou maltou, pracnější. Složení nové malty se má co nejvíce blížit složení původní malty. Dodržení této zásady se důsledně požaduje u zdíva historických památek. V odůvodněných případech (zejména u zdíva s trvale zvýšenou vlhkostí, např. u zdíva opěrných zdí) se však i u památek místo vápenných malt používají malty vápenocementové, jejichž složení je např. 1:0,5:4,5 (vápno:cement:písek), a které se blíží svým vlastnostem vlastnostem historických vápenných malt s vápnem mírně hydraulickým.

Porušování povrchových vrstev pálených cihel spočívá buď v drolení hmoty nebo v odlupování deskovitých částí. Začátek porušování závisí na míře trvanlivosti (v našem klimatu vlastně na míře mrazuvzdornosti) pálených výrobků. Trvanlivost nedostatečně vypálených (zcela nemra-

zuvzduzných) výrobků je velmi malá. K jejich porušení (kombinace drolení a odlupování) dochází během první, i velmi mrazivé zimy. Dvouletou, nejvýše tříletou trvanlivost mají cihlářské výrobky, které byly dostatečně vyplněny a vykazovaly při expedici z cihelny vysoké pevnosti v tlaku (např. až 30 MPa), avšak byly zhotoveny z nevhodné suroviny obsahující velká zrna síranu vápenatého nebo síranu hořečnatého (tzv. civčáry). Porušení cihel je kombinací drolení a odlupování. Trvanlivost cihel dochovaného rezného zdiva historických památek bývá vynikající. Porušováním cihel odlupováním nebo drolením nastává po mnoha desetiletích nebo několika staletích od doby vzniku zdiva.

Sanace porušené cihly spočívá jak v odstranění drolného se materiálu a opatrného dalšího vysekání na hloubku nejméně 70 mm, tak v osazení vhodně připravených částí cihel. Části se zhotoví odsekaním nebo řezáním z celých cihel. Soudržnost mezi maltou a řezanou plochou je nižší než mezi maltou a nerovnou plochou vzniklou štipáním. Nové cihly mají mít vlastnosti (zejména mrazuvzdornost, barvu a povrch) stejné jako cihly stávající nebo jim velmi podobné.

Jestliže je porušen větší počet cihel, přistupuje se k vybourání části zděné stěny, pilíře nebo sloupu a k jejich novému vytyčení (z nových cihel).

Kamenné kvádry z vyvřelin mají zpravidla vynikající trvanlivost, pokud nepodléhají z narušení ložisk. Jinak je tomu u sedimentů (pískovců, opuk), které se zejména vlivem agresivního městského ovzduší v posledních desetiletích značně porušují. Není neobvyklé, že se vyměňují části kvádrů nebo celé kvádry v rozsahu 30 % pohledové plochy.

Poruchy omítnutého zdiva jsou stejné jako u rezného až na to, že proces porušování začíná odpaďováním omítky.

HLoubKOVé SPáROVÁNÍ ZDIVA

Postup obvyklého spárování zdiva, popsaný v předcházející kapitole a založený na jednoduché technologii, nevychovuje pro případy, kdy je nutno vyplnit spáry hlubší než 50 mm. Zvláště obtížné je obvyklým způsobem vyplnit hluboké spáry na lici klenby. Ani ve stěnách se dokonaleho vyplnění obvykle nedosáhne. Vlivem následného smršťování se soudržnost malty s cihlami nebo kameny brzo poruší. Kousky malty se spár vypadnou.

Uvedeným nedostatkům lze úspěšně předjet aplikací mechanického hloubkového spárování aktivovanou maltou.

■ **Příklad složení maltové směsi:** 36 kg cementu PC 325, 54 kg kopaného písku 0–2 mm (s plynulou křivkou zrnitosti), 14,4 l vody a 0,18 l plastifikátoru S. Místo plastifikátoru lze použít 5 kg vzdušného vápna. Z těchto složek se připraví asi 40 l malty.

Mechanická aktivace probíhá po dobu 8 minut v rychloběžném aktivátoru v tomto sledu: voda a plastifikační přísady 1 minutu, po přidání cementu (popř. s popílkem) 3 až 4 minuty a s pískem dalších 3 až 4 minuty. Popílek nemá být více než 50 % váhy cementu.

Pro aktivaci se maltová směs míjesa na vibračním sítu s oky 4/4 mm, aby se předešlo upcávání štiřací pistole. K dopravě malty do spár se používají šneková bezventilová čerpadla. Světlost gumových hadic je 26 až 33 mm.

Aktivovaná malta se vyznačuje viskozitou, a proto vyplní hluboké spáry, plněne k povrchu cihel nebo kamene a ze spár nevytéká. Krychelná pevnost malty s plastifikátorem po 28 dnech je až 55 MPa, pevnost malty s vápnem bez plastifikátoru je až 30 MPa. Smrštění malty je velmi malé. Do spár se malta vhlání pod tlakem 0,2 až 0,4 MPa ve formě kapíček, které se postupně nalepují na sebe. Tlak v pistolí, hloubka zasunutí pistole do spáry a úprava hubice závisí na hloubce spáry, kterou je nutno vyplnit. Obvykle se spáry nevplňují aktivovanou maltou úplně až k lici, nýbrž jenom částečně, aby byl povrch malty od lince zdiva vzdálen asi 30 mm a byl vhodně zdrsňen. Zbytek objemu spár se vyplní vápennou maltou a rozetle lžící, neboť se u památkových objektů použití ocelových spárováček nedovoluje.

U omítnutého zdiva se spáry vyplňují aktivovanou maltou až k lici zdiva, které se omítne podle požadavků památkářů.

SANACE TRHLIN VE ZDIVU

Trhlina ve zdivu se sanuje (opravuje) injektováním jenom tehdy, jestliže je stabilizována, tj. jestliže se vzájemná poloha jejich okrajů v čase vzájemně nemění – šířka trhliny zůstává konstantní a její okraje se vzájemně neposouvají.

Nejvhodnějšími materiály pro sanaci trhlin jsou směsi, jejichž základní složkou jsou polymerní (makromolekulární) látky. Z mnoha druhů makromolekulárních látek se nejčastěji používají epoxidové pryskyřice.

V porovnání s běžnými silikátovými směsmi (maltami apod.) vynikají tyto pryskyřice a směsi s nimi velmi dobrou přilnavostí k silikátovým materiálům – betonu, páleným výrobkům a kamenům. Mají schopnost pronikat do uvedených materiálů. Silikátové směsi ve vodním roztoku nemají tuto schopnost. Při jejich aplikaci by se voda totiž rychle vsákla, konsistence směsi by se natolik změnila, že by transportovaná látka ucpala jemné trhliny a zabránila by hlubšímu pronikání směsi. Úspěšnost aplikace epoxidových pryskyřic je podmíněna dodržáním technologického postupu včetně použití předem ověřeného složení směsi. Trhliny užší než 1 mm se sanují epoxidovými pryskyřicemi bez plnidel. Pro širší trhliny je nutno použít pryskyřice s plnidly. Teplota konstrukce a okolního prostředí má být nejméně 15 °C.

Sanace začíná očištěním povrchu zdiva, odstraněním uvolněných částí cihel, kamennů nebo malty a odsátím nečistot a zejména prachu z trhlin. Mastné skvrny se odstraní saponáty, nikoliv organickými rozpouštědly. Zdivo se vysuší buď jenom proudem vzduchu, nebo nástřikem lihu a proudem vzduchu. K vysušování se nesmí použít žádný otevřený plamen. Potom se připraví místa pro vhlášení směsi do trhlin. Není vhodné vrtat otvory pro osazení příslušných

injekčních trubček, protože vzniklý prach může vniknout do trhlin, z nichž se obtížně odstraňuje. Je vhodnější připevnit injektážní trubčičky na povrch zdiva v místě trhlin tmelem Eprosin T 03. Vzdálenost trubčiček závisí na šířce trhliny – při šířce menší než 1 mm je 200 až 400 mm, při šířce 1 mm je 500 mm a při šířce větší než 1 mm je 600 až 1000 mm. Po osazení trubčiček se trhliny zatmelí.

Směs pro injektování se připravuje co nejpečlivěji, zejména to platí pro dávkování tvrdidel, které předepisuje výrobce pryskyřice. Směs má být náležitě zhomogenizována. Vždy se připraví jenom takové množství, které lze z injektážního zařízení vytlačit do trhlin a dutin během 15 až 20 minut.

Injektážní zařízení se skládá z těchto částí: kompresoru, tlakové nádoby (zásobníku), hadice, spojících zásobníků s rozdělovačem injektážní směsi, a z jednotlivých dávkovacích hadic (s kohouty), které se nasazují na jednotlivé přímleté injektážní trubčičky. Do zásobníku se uloží směs, potom se do něho vpusť stlačený vzduch pod tlakem 0,6 MPa. Postupně se otvírají kohouty na jednotlivých dávkovacích hadicích. Postupuje se zdola nahoru. Vždy se čeká, až se v nejbližší horní hadici objeví směs a otevře se příslušející kohout. Po celou dobu injektování se sleduje, že do 20 minut směs opustila injektážní zařízení a nezatvrdla v něm. Po skončení injektování se zařízení vyčistí rozpouštědly, např. xylenem. Hlavičky a kohouty se namočí do oleje.

Dosud se nejčastěji používaly pryskyřice CHS EPOXY 1200 a CHS EPOXY 2000, které se mohly mísit např. v poměru 1:1. Pro dosažení tekutější konsistence se ředí organickým ředidlem (obvykle na bázi toluolu) v množství 30 až 60 % objemu pryskyřice podle nasákavosti materiálů zdiva. Plnidlem bývá křemítká moučka s max. zrnem 0,1 mm v množství až 40 % hmotnosti pryskyřice.

MIKROINJEKTOVÁNÍ KAMENNÉHO ZDIVA

Kamenné zdivo památkových objektů bývá provedeno z kamenů málo hutných a nasáklých. Často obsahuje dutiny a dokonce trhliny. Klasické injektování na bázi cementu nepřichází v úvahu. Injektážní směs vyplní dutiny ve zdivu a některé širší trhliny v kamenech, nikoliv póry. Do pórů vnikne jen přebytečná voda se zbytky suspenze. Kromě toho velmi nasávkavé kameny odsávají další vodu z injektážní směsi. Vody se nedostává k hydrataci.

Značně vhodnější pro takové zdivo je mikroinjektování umělými pryskyřicemi, které proniknou do otevřených pórů kamene. Nejčastěji užívané pryskyřice jsou opé CHS EPOXY 1200 nebo CHS EPOXY 2000 nebo jejich směs v poměru 1:1, o nichž platí všechno, co bylo uvedeno v předcházející kapitole.

Teplota injektovaného zdiva má být nejméně 15 °C. Před injektáží se povrch zdiva utěsní. Injektážní trubky mají vnitřní průměr 12 až 15 mm. Injektážní směs se vhláší do zdiva pod tlakem 0,2 MPa.

Injektování se ukončí, když nastane zastup pracovního tlaku na manometru čerpadla a zastaví se pohyb směsí v průsvitných hadicích, nebo když dojde k výronu injektážní směsi kdekoli na povrchu.

Pro mikroinjektování velmi provhlého zdiva se osvědčily malty obsahující modifikované rychlozavazné vysokopevnostní cementy.

PÁSOVÉ A PLOŠNÉ INJEKTOVÁNÍ KAMENNÉHO ZDIVA

Kamenné zdivo starších objektů velmi často obsahuje dutiny již od okamžiků provedení. Další „slabá“ místa ve zdivu vznikají vyplavováním pojiva obecně nízké jakosti a rozvojem trhlin vlivem objemových změn. Zvláště to platí pro kamenné stěny, jejichž lícové vrstvy byly provedeny z řádného zdiva, avšak vnitřek jen z kamenné suti, která je zpevněna maltou nízké pevnosti. Takové zdivo se velmi často injektuje „klasickým“ postupem – injektováním obějnou cementovou maltou, cementovou suspenzí nebo aktivovanou maltou. Příprava, projekt, provádění a kontrola injektážních prací se řídí ustanovením ČSN 73 2005. Tyto práce většinou provádějí specializované firmy.

Účelem injektování porušeného kamenného zdiva je jeho sanace, zejména obnovení původní pevnosti v tlaku. Někdy se dosáhne zvýšení pevnosti. Nelze však obecně na toto zvýšení spoléhat jen na základě prohlášení dodavatele, byť velmi seriózního.

Injektážní suspenze musí vyplnit všechny vnitřní dutiny a trhliny ve zdivu a podle možnosti proniknout do kusových stavů a degradované malty. Protože nesmí dojít k výronům suspenze na povrchu stěn, je nutno před injektováním povrchu stěn sanovat – utěsnit. U omítnutých stěn se porušená omítka nahradí novou.

Rozmístění injektážních vrtů závisí na tom, zda se jedná o injektování plošné nebo pásové.

Při plošném injektování se vrty rozmístí šachovnicově po celé ploše povrchu, při vodorovných vzdálenostech vrtů od 800 do 1500 mm a při svislých vzdálenostech vodorovných řad od 500 do 800 mm.

Při pásovém injektování se vrty rozmístí opět šachovnicově, avšak nikoliv po celé ploše, nýbrž ve svislých a vodorovných pásách (širokých asi 1 m), vzájemně osové vzdálených 4 až 6 m. Ve zdivu se vytvoří jakási pravoháň mříž (skelet) z injektovaného zdiva, s vnitřními poli z neinjektovaného zdiva.

Hloubka vrtů se stanoví v závislosti na výsledcích průzkumu velikosti a rozložení dutin ve zdivu a též v závislosti na tom, zda se injektováním může provést z jedné nebo z obou stran. Při oboustranném injektování se hloubka vrtů rovná obvykle jedné třetině tloušťky stěny.

Volba postupu při injektování (jednořázkové nebo víceřázkové) a injektážních tlaků (postupně se zvyšujících) je zpravidla závislá na použitém zařízení a stavu zdiva.

Aktivovaná malta se připravuje způsobem, který byl již dříve popsán, ve

speciálních rychlozavazných míchačích (tzv. koloidních aktivátorech nebo dezintegrátorech).

■ **Příklad složení:** 30 kg cementu PC 325, 22,5 l vody, 0,18 l plastifikátoru (nebo 5 kg vzdušného vápna). Pro zdivo z velmi náskavého kamene se doporučuje složení – 30 kg cementu PC 325, 20 kg vzdušného vápna a 18 l vody.

Ze záznamů, které se vedou o injektování, je velmi důležitý údaj o spotřebě injektážní směsi na 1 m² zdiva. Podle něho lze odhadnout (nikoliv přesně určit) pevnost v tlaku injektovaného zdiva.

Injektování zdiva se podle výpočtu doplňuje dalším opatřením – vytuzováním vodorovnými, nepřepínanými nebo předpínanými pruhy, vkládáním do vrtů a chráněným injektážním maltou. Vytuzování zdiva patří k postupům, jimiž se zděné prvky zesilují.

INJEKTOVÁNÍ CIHELNÝCH SLOUPŮ EPOXIDOVÝMI PRYSKYŘICEMI

Postup injektování cihelných sloupů pryskyřicemi má několik zvláštností. Předpokládá se, že půdorysné rozměry sloupů jsou nejvýše 900.900 mm, zdivo sloupů je provedeno velmi pečlivě, pevnost v tlaku cihel je 20 MPa nebo vyšší a pevnost v tlaku je nejméně 10 MPa. Povrch sloupů se opatří dočasným „bedněním“ z dřevěného papíru napuštěného vhodným alkalickým křemičitanem. Epoxidová pryskyřice se vnlévá pod tlakem nejvýše 0,5 MPa do každé ložné spáry, aby vyplnila drobné dutiny v ložných a zejména styčných spárách. Pevnost zdiva v tlaku lze zvýšit až o 70 %.

TORKRETOVÁNÍ ZDIVA

Torkretování zdiva je technologický postup určený jak pro sanaci, tak i častěji pro zesilování zděných prvků. Jeho uplatnění je široké. Torkretuje se kamenné zdivo středověkých hrádů nebo jejich zbytků – hradebních zřícenin. Torkretují se příčné nosné zděné stěny v obytných budovách několik měsíců po výzděni, ještě před dokončením hrubé stavby. Důvodem převládá suché torkretování. Uplatňuje se spíše u masivních, velmi hmotných konstrukcí. U méně hmotných zděných konstrukcí – stěn s tloušťkou menší než 500 mm, u běžných klenb obytných objektů i u zděných příček – se nyní používá torkretování mechanicky aktivovanou maltou, jejíž přednosti byly již dříve uvedeny, zejména možnost přesného dávkování a nestěkovost nanášené maltové směsi. U suchého torkretování dosahuje objem odpadu až 40 %, u mokrého nejvýše 15 % objemu použité směsi.

■ **Příklad složení maltové směsi:** 25 kg cementu PC 325, 50 kg písku 0 – 3 mm (s plynulou křivkou zrnitosti), 10,5 l vody a 0,18 l plastifikátoru S. Místo plastifikátoru lze použít 5 kg vzdušného vápna.

Malta se aktivuje stejně jako malta pro hloubkové spárování. Jednotlivé vrstvy se nanášejí do předchozích zaváděných vrstev (po 3 až 5 hodinách), aby zrna písku vnikla do předchozí vrstvy, aniž by ji porušila. Vzdálenost trysky od povrchu konstrukce je 200 až 600 mm, což umožňuje torkre-

tovat i ve stísněném prostoru. Velmi často se vrstva malty nanášená torkretováním opatřuje pletivem, které má bránit rozvoji širokých trhlin od smršťování malty. Používá se též betonářská výtzuť pro zvýšení únosnosti zděných prvků. Postup výpočtu je uveden ve zvláštní kapitole. Tloušťka krycí vrstvy má být nejméně 20 mm. Povrch poslední vrstvy se bude neupravuje a přímo na něj se nanáší omítka, nebo se vyrovná jako konečná povrchová úprava.

Zesilování zděných sloupů, pilířů a stěn

VOLBA METODY ZESILOVÁNÍ

Zděné sloupce, pilíře nebo stěny, jejichž únosnost by byla po přestavbě objektu nedostatečná, je nutné buď opravit (sanovat), tj. uvést do původního stavu z hlediska únosnosti, nebo zesílit, tj. učinit taková opatření, aby nová únosnost byla větší než původní.

Zesilování se může týkat buď jednotlivého průřezu (a jeho přilehlých oblastí) nebo jednoho nosného prvku, nebo sady prvků (ve svíslém nebo vodorovném směru) či části nosné soustavy objektu.

Tato klasifikace je zřejmá použitelná spíše u vícepodlažných objektů, které mají pravidelné půdorysné řešení, nebyly dosud představovány a mají se např. rozšířit o nástavbu dvou podlaží po celé své půdorysné ploše. Konstrukce objektu je před přestavbou i po ní „staticky průhledná“.

Značně složitější jsou např. přestavby objektů, které jsou situovány v městském historickém jádru a byly již v minulosti několikrát přestavovány i rozšiřovány a mají základy v různých úrovních. Podobnou koncepci se též využívá staré průmyslové objekty. V takových objektech se metody zesilování nevolí plošné, nýbrž zřetelně individuálně pro každý pilíř, sloup nebo část stěny.

Volba metody zesilování a její konkrétní návrh se řídí statickým výpočtem a příslušnými konstrukčními pravidly. Zvláštní pozornost je třeba věnovat návrhu vzdálenosti dilatačních spár.

Metody zesilování lze třídit do tří skupin:

- připojení nových nosných prvků ke zděnému prvku,
- vložení nových prvků do zděného prvku, – injektování zdiva pro vyplnění dutin nebo trhlin.

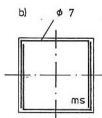
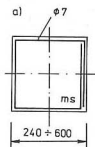
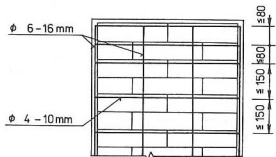
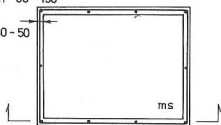
Některé postupy zesilování jsou založeny na současném použití dvou či více metod, patřících do jedné, dvou nebo tří uvedených skupin. Např. sloup z kamenného zdiva se zesílí vložem prutu betonářské výtzuže, injektáží a připojením ocelových objímk.

Často se navrhuje také oboustranné připojení nových prvků, které vyvoluje na zdivo zesilovaného zděného prvku boční (vodorovné) sevření, zvyšující pevnost zdiva v tlaku ve svíslém směru.

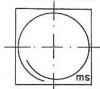
Základním pravidlem zesilování zděných prvků je zajištění účinného spojení mezi stávajícím a novým materiálem [11,16,17].

železobeton 60-150

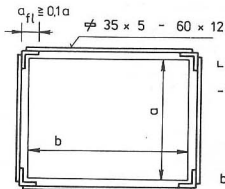
malta 30-50



c) 2-3 $\phi 2$
nebo 1 $\phi 4$ (5)



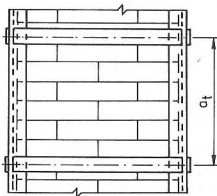
d) 2 $\phi 2,5$
nebo 1 $\phi 4$ (5)



$L 40 \times 40 \times 4 -$
 $- 100 \times 100 \times 12$

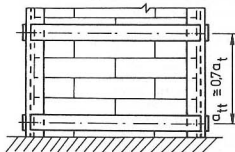
$b \leq 900 \text{ mm}$

$b/a \leq 1,2$



$a_t \approx a$

$a_t \approx 500 \text{ mm}$



Obr. 24 • Zděný sloup zesílený vyztuženou betonovou nebo maltovou objímkou (vlevo nahore)

Obr. 25 • Zděný sloup zesílený ocelovou příhradovou objímkou (vpravo)

Obr. 26 • Průřezy zděných sloupů zesílené dodatečně vloženými třmínky

Metody zesilování uvedené v následujících podkapitolách jsou jenom názorovými, zjednodušenými příklady, které se musí při aplikaci ve skutečné konstrukci vhodně modifikovat.

SLOUPY ZESÍLENÉ VYZTUŽENÝMI BETONOVÝMI NEBO MALTOVÝMI OBJÍMKAMI

Před zesilováním se odstraní jednak omítky s povrchu sloupu, jednak uvolněné kusy malty z ložných a styčných spár. Na povrch sloupu se upevní betonářská výztuž, sestavená z jednotlivých prutů nebo z předem zhotovených rovinných nebo prostorových vyztužných prvků (obr. 24). Dbá se, aby mezi pruty a povrchem očištěného zdiva zůstaly přiměřené mezery. Potom se nanese betonová směs torkretováním. Celková tloušťka vrstvy bývá od

60 do 100 mm. Při tloušťce od 100 do 150 mm se místo torkretování objímka vybetonuje. Vyztužené maltové objímky mívají tloušťku od 30 do 50 mm (obr. 24). Používá se cementová malta.

SLOUPY ZESÍLENÉ OCELOVÝMI OBJÍMKAMI

Ocelové objímky (obr. 25) jsou prostorové prvky, které obepínají zděné sloupce ze všech čtyř stran a zhotovují se in-situ. Nejprve se sloupce v pruzích podél rohů omítnou cementovou maltou. K omítnutým nárožím se přitisknou ocelové úhelníky, jejichž rozměry jsou vyznačeny na obr. 25. Náležitá poloha úhelníků se vhodně provizorně zajistí. Potom se k úhelníkům pomocí svařů připevní příčné spojky z páskové oceli. Pásky se nejprve připevní na jednom konci. Potom se ohřejí plamenem asi na

400 °C a připevní se svařem na druhém konci. Tato pracovní operace musí být provedena velmi pečlivě zkušenými pracovníky, neboť sevření sloupce ocelovými objímkami má pro zvýšení uvnitřní v tlaku vodorovných průřezů zděného sloupce zásadní význam.

ZDĚNÉ SLOUPY ZESÍLENÉ DODATEČNÝMI TŘMÍNKY

Zděné sloupce z plných cihel se zesilují podle A. Ohlera [8] třmínky dodatečně vloženými do každé nebo každé druhé ložné spáry. Tvar třmínků je na obr. 26. Rozměry sloupů jsou od 240 x 240 mm do 590 x 590 mm. Lze uvažovat zvýšení výpočtové pevnosti zdiva v tlaku o 4 až 40 %.

Pro uložení třmínků se z ložných spár odstraní malta na hloubku asi 20 mm. Uloží se čerstvá cementová malta s pevností

nejméně 2,5 MPa. Tmínky se do ní zatlačí a překryjí stejnou maltou. Pevnost cihel má být nejméně 10 MPa, pevnost malty ve stávajícím zdivu nejméně 0,4 MPa a výstřednost e působícího tlaku má splňovat podmínku $e \leq 0,2 d_{c1}$, kde d_{c1} je půdorysný rozměr sloupu ve směru výstřednosti.

ZDĚNÉ STĚNY ZESÍLENÉ BETONOVÝMI VRSTVAMI

Zděné cihelné stěny (v mnoha případech i z kamenného zdiva) se s výhodou oboustranně zesilují betonovými vrstvami, které jsou vyztuženy pruty z betonářské oceli a jsou vzájemně spojeny jednostřížnými tmínky (sponami), procházejícími zesilovaným zdivem v lůžných nebo styčných spárách v počtu 4 ks na 1 m² pohledové plochy (obr. 27).

Tloušťka každé vrstvy je 60 až 150 mm. Vrstvy se zhotovují torkretováním nebo ukládáním směsi do bednění. Průměry prutů a jejich vzdálenosti znázorňuje obr. 27.

STĚNY ZDIVA S CIHELNOU OBEZDÍVKOU VYZTUŽENÉ PRÍČNÝMI PRUTY

Jak jsme již uvedli, součástmi objektů z 19. století mohou být i nosné zdivé prvky staršího data. K nim patří stěny z litého prokládaného kamenného zdiva s oboustrannou nebo výjimečně jen s jednostrannou cihelnou obezdívkou podle obr. 28.

Celková tloušťka těchto stěn je většinou od 0,75 do 1,5 m. Tloušťka cihelných obezdívek z plných cihel je buď 150 mm (obr. 28a) nebo 300 mm (obr. 28c), tj. rovná se buď šířce nebo délce cihel. Mezilehlým případem je stěna s obezdívkami podle obr. 28b. Ve výpočtu této stěny se uvažuje tloušťka jedné obezdívky 150 mm (jako u stěny podle obr. 28a).

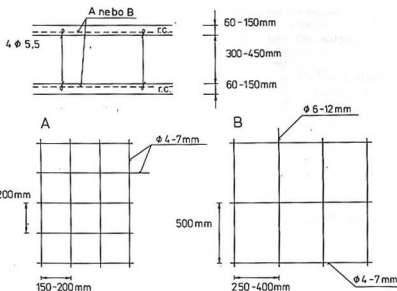
Pevnost v tlaku vápenné malty použité pro vyzdívání vnějších cihelných vrstev i vnitřního zdiva je nejvýše $R_{m0} = 1,0$ MPa.

Jakost vnitřního kamenného zdiva je obvykle nízká. Použitý kusový kámen je nepravidelného tvaru a velikosti. Mezi kameny uvnitř zdiva se vyskytují dutiny nevyplněné maltou.

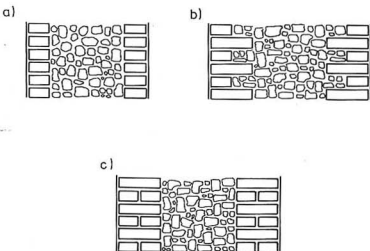
Cihelné obezdívky bývají v uspokojivém stavu (zejména jsou-li chráněny omítkou), avšak soudržnost mezi vnitřním povrchem obezdívky a litým zdivem bývá velmi nízká. To platí i pro uspořádání obezdívek podle obr. 28b. Míra soudržnosti se pro sestavování výchozích předpokladů výpočtu stěn vyjadřuje pevností ve smyku R_{qc} příslušné kontaktní plochy c-c, vyznačené na obr. 28a.

Statické působení stěn z kamenného zdiva s oboustrannou cihelnou obezdívkou, na něž působí svislé zatížení (obr. 29) závisí na spolupůsobení obezdívky s vnitřním zdivem, na způsobu podepření a na poloze zatížení. Spolupůsobení je funkcí pevnosti R_{qc} , která vyjadřuje míru soudržnosti.

Výška stěn h_w se rovná konstrukční výšce podlaží. Stěny jsou pevně podepřeny po celé patní ploše. Rozměr stěn kolmý na rovinu řezu t . Šířka stěny b_w je roven $b_w = 1$. Ve směru tloušťky t_w se stěny skládají ze



Obr. 27 • Zděná stěna zesílená vyztuženými betonovými vrstvami



Obr. 28 • Stěny z kamenného zdiva s cihelnými obezdívkami různé tloušťky

tří vrstev č. 1, 2 a 3. Vnitřní vrstva č. 2 se liší svými vlastnostmi a tloušťkou od symetricky identických vrstev č. 1 a 3.

Nyní budeme analyzovat pět variant vrstvených stěn. První tři jsou modely stávajících stěn, další dva modely zesílených stěn.

1. varianta podle obr. 29a

Na vnější vrstvy stávající stěny působí dvě svislé síly N_{1up} . Předpokládá se, že $R_{qc} = 0$. V patním průřezu působí dvě síly, z nichž každá $N_{1bt} = N_{1up} + N_{1w}$, a též síla $N_{2bt} = N_{2w}$, kde N_{1w} (N_{2w}) je síla vyvozená vlastní tíhou vnější (vnitřní) vrstvy.

2. varianta podle obr. 29b

Tato stěna se od předěleš liší jenom zatížením. Na stěnu působí dvě síly N_{1up} a jedna N_{2up} . V patním průřezu působí síly $N_{1bt} = N_{1up} + N_{1w}$ a síla $N_{2bt} = N_{2up} + N_{2w}$.

3. varianta podle obr. 29c

Dokonalejší provedení této stávající stěny dovoluje uvažovat nízkou hodnotu $R_{qc} > 0$. Při malých hodnotách výškového zatížení (dokud se soudržnost neporuší) vrstvy spolupůsobí. Schéma zatížení stěny je stejné jako u 1. varianty. Vlivem spolu-

působení všech tří vrstev je svislé normálové napětí rozděleno po celém patním průřezu. Předpokládá se, že v rozsahu jednotlivých vrstev je rozděleno rovnoměrně.

Napětí σ_{1bt} v obezdívkách a σ_{2bt} ve vnitřním zdivu se určí podle vztahů

$$\sigma_{1bt} = \frac{E_1 (2N_{1up} + 2N_{1w} + N_{2w})}{2A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

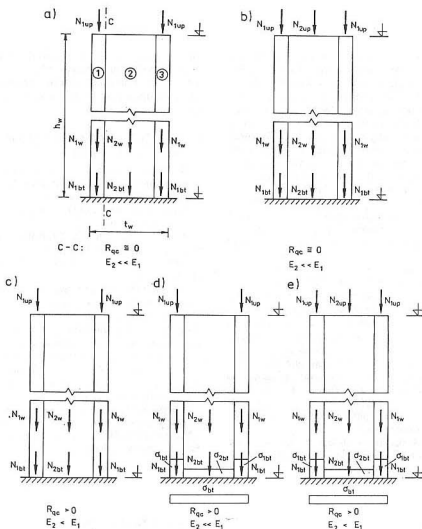
$$\sigma_{2bt} = \frac{E_2 (2N_{1up} + 2N_{1w} + N_{2w})}{2A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

Pro síly N_{1bt} a N_{2bt} platí vztahy

$$N_{1bt} = A_1 \sigma_{1bt}$$

$$N_{2bt} = A_2 \sigma_{2bt}$$

kde A_1 (A_2) – průřezová plocha vnější (vnitřní) vrstvy,
 E_1 (E_2) – modul přetvárnosti materiálu (zdiva) vnější (vnitřní) vrstvy.



Obr. 29 • Schéma vrstvených stěn s rozdílným zařízením a rozdílným spolupůsobením

4. varianta podle obr. 29d

Při rekonstrukci objektu bývá u mnoha vrstvených stěn nezbytné zvýšit jak hodnotu R_{qc} , tak i pevnost v tlaku R_z ms vnitřního zdiva. Doporučuje se provést současně injektování kamenného zdiva a dodatečné vyztužení stěn příčnou výztuží [19]. Hlavní zásady injektování zdiva byly uvedeny ve zvláštní kapitole.

Příčná (vodorovná) výztuž ve vrstvených stěnách plní dvě statické funkce. Jednak se zvyšuje jeho pevnost v tlaku ve svislém směru, jednak se sepnou obě vnější obezdívky a vyztuží se kontaktní plochy, jímž jsme ve 3. variantě přisoudili poměrně

nízkou pevnost R_{qc} a jímž lze nyní (po vložení příčné výztuže) přisoudit vyšší pevnost $R_{qc} > R_{qc}$.

Uspořádání příčné výztuže se řídí těmito pravidly. Připouští se jenom betonářská výztuž z žebírkovým povrchem. Průměr prutů je od 8 do 20 mm, nejčastěji 12 až 16 mm. Pruty se vkládají do předem vyvrtaných kanálků, jejichž průměr je o 40 mm větší než průměr prutů. Náležitá (tj. středová) poloha prutu v kanálku se zajišťuje navléknutými distančními děrovanými prstenci z plastické hmoty. Úprava konců prutů je znázorněna na obr. 30. V místě kotvení se ve zdivu provede roznášecí betonová deska, na niž dosedne ocelová deska

navléknutá na konec prutu, který je opatřen závitem a maltou.

Příčné pruty se rozmístují šachovnicovitě. U stěn tlustších než 1 m se vzdálenost prutů rovná 1 m, u stěn s tloušťkou $t_w \leq 1$ m se rovná tloušťce zesílané stěny.

Pruty se dimenzují podle meze porušení vodorovnou tahovou silou N_{qd} , která působí na 1 m² pohledové plochy stěny a je určena vztahem

$$N_{qd} = 0,05 N_{vd},$$

kde N_{vd} je celkové výpočtové svislé zatížení, které působí na stěnu šířky $b_w = 1$ m, tj. např. u 4. alternativy je $N_{vd} = 2N_{1up}$.

Jako výpočtová mez porušení příčného prutu se uvažuje menší ze dvou hodnot výpočtové meze porušení – výpočtové meze porušení prutu osovou tahovou silou a výpočtové meze porušení kotvení prutu osovou tahovou silou.

Hodnoty normálového napětí σ_{1bt} a σ_{2bt} v patním průřezu se určí podle vztahů uvedených v podkapitole o 3. variantě.

Výpočtová pevnost v tlaku R_{1ms} d zdiva obezdívkys se určí známým postupem podle tab. 2 ČSN 73 1101.

Výpočtová pevnost v tlaku R_z ms d vnitřního zdiva po provedení obou opatření se uvažuje rovná nejvýše 1,3 násobku pevnosti zdiva před vyztužením a sepnutím. Hodnoty pro lité zdivo nejsou prozatím v tab. 2 ČSN 73 1101 obsaženy.

Při náležitém provedení obou opatření lze použít zjednodušený postup. Patní průřez se považuje za homogenní průřez z materiálu, jehož výpočtová pevnost je dána vztahem

$$R_{ms} \leq d = 0,8 R_{1ms} d.$$

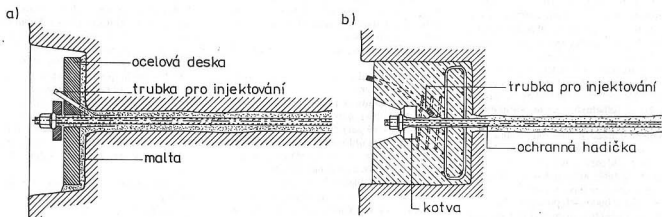
V takovém případě se předpokládá rovnoměrné rozdělení napětí v patním průřezu. Určí se podle vztahu

$$\sigma_{bt} = \frac{2N_{1up} + 2N_{1w} + N_{2w}}{2A_1 + A_2}.$$

Modul přetvárnosti celé stěny lze uvažovat podle vztahu

$$E_{ms} = 0,8 E_{ms}.$$

kde E_{ms} je modul přetvárnosti zdiva obezdívkys.



Obr. 30 • Způsoby kotvení výztužných prutů v kamenném zdivu s cihelnými obezdívkami

a • kotvení pomocí ocelové roznášecí desky uložené ve vrstvě cementové malty, b • kotvení pomocí betonového roznášecího bloku

5. varianta podle obr. 29e

Tato varianta se od čtvrté liší jenom zatížením, které působí shora na vyšetřovanou stěnu (místo dvou sil tří sil).

Dříve uvedené vztahy se změní takto:

$$\sigma_{1\text{bt}} = \frac{E_1 (2N_1 \text{ up} + 2N_1 \text{ w} + N_2 \text{ up} + N_2 \text{ w})}{2A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

$$\sigma_{2\text{bt}} = \frac{E_2 (2N_1 \text{ up} + 2N_1 \text{ w} + N_2 \text{ up} + N_2 \text{ w})}{2A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

$$\sigma_{3\text{bt}} = \frac{2N_1 \text{ up} + 2N_1 \text{ w} + N_2 \text{ up} + N_2 \text{ w}}{2A_1 + A_2}$$

DODATEČNÉ VYZTUŽOVÁNÍ ZDIVA

Zdivo se dodatečně vyztužuje v těch místech, v nichž v současné době již působí nebo po přestavbě budou působit napětí v tahu nebo napětí ve smyku takové velikosti, že jim není nebo nebude schopno nevyztužené zdivo spolehlivě vzdorovat. Výpočet se provádí podle obecných zvyklostí na dimenzování rovinných průřezů. Je zřejmé, že v prvním případě budou průřezy ležet v rovinách trhlin vzniklých v průběhu užívání (provezu) objektu.

Abych dodatečně vložená výtěžť působila spolehlivě po dobu předpokládané životnosti, je nutno ji dostatečně ochránit před korozi a zajistit její náležité spolupůsobení se zdivem. Výtěžť se chrání před korozi téměř výlučně cementovou maltou. Jestliže jsou pruty vložené do proskřebených spár nebo do dodatečně vysekaných rýh, obalí se maltou běžným zednickým postupem. Jestliže se pruty vkládají do vrtů, použije se vhodná injektážní malta.

Pruty výtěžť spolupůsobí se zdivem, jsou-li ve zdivu spolehlivě zakotveny. I když se použije výtěžť s upraveným povrchem, nebývá k dispozici dostatečný prostor pro kotvení prutů bez přičné výtěžť a někdy ani prostor pro kotvení s použitím této výtěžť podle ČSN 73 1201. Potom je nutno navrhnout zvláštní uspořádání kotvení, schematicky naznačená na obr. 30.

Pro dodatečné vyztužování zdiva se používají pruty betonářské výtěžť o průměru 8–20 mm, nejčastěji však 12 až 16 mm. V Německu se vyrábí pro tyto účely betonářská výtěžť s naválčovými závitky po celé délce prutu. Tím se usnadní nejen vytvoření zvláštních kotvení, ale také nastavování prutů pomocí převlečných trubek s vnitřními závitky.

Někdy bývá vhodné zavést do prutů, jejichž konce jsou ukotveny např. podle obr. 30, mírné předpětí (napětí v tahu $\sigma \leq 50$

MPa), kterým se zajistí přímost prutů, stabilizuje jejich polohy při nanášení nebo vrátní malty a vyzvoení napětí v tlaku v okolním zdivu. Působení sil v prutech se kontroluje měřením jejich deformací.

DODATEČNÉ PŘEDPINÁNÍ ZDĚNÝCH PRVKŮ A KONSTRUKCÍ

Dodatečné předpinání zděných prvků nebo dokonce zděných konstrukcí větších rozměrů je náročnou technologií, která vyžaduje podrobnou projektovou přípravu a pečlivou realizaci.

Zvlášť předpinání celých konstrukcí se může provést až tehdy, kde se odstraní příčiny vzájemného oddalování částí konstrukce apod.

Dodatečným předpináním se sleduje jeden z uvedených nebo oba dva cíle:

a) uvedení konstrukce do původního stavu, tj. dosažení **původní napjatosti** této konstrukce; příkladem je sepnutí dvou stěn na sebe kolmých (mezi nimiž vznikla svislá průběžná trhlina), aby nabývaly původního podepření a původní napjatosti, tím se u nich zabránil např. ztráta stability;

b) vytvoření stěnové konstrukce s **novou napjatostí**, příkladem je předepnutí zděné stěny v pruhu nad místem, kde se má vytvořit nový okenní či dveřní otvor.

Zděné klenby

Konstrukční uspořádání zděných kleneb

Zděné klenby jsou nosné stavební prvky (konstrukce), které se velmi často vyskytují ve starších objektech pozemního stavitelství (vybudovaných do roku 1920) – v objektech bytového fondu, v občanských, průmyslových i v památkových objektech. Klenby byly rovněž významnými nosnými konstrukcemi mostního stavitelství.

Klenby v pozemních stavbách (obr. 31a) oddělují dva prostory ležící nad sebou a přenáší účinky svislých zatížení, působících v horním prostoru, do podpor (opěr), které jsou rozmístěny spojitě nebo lokálně po obvodu dolního prostoru.

Konstrukční uspořádání kleneb (tvar kleneb a rozmístění cihel nebo kamenů uvnitř kleneb) umožňuje, aby se klenby stavěly z cihelného nebo kamenného zdiva – z materiálu, u něhož je poměr pevnosti v tlaku k pevnosti v tahu dosti velký (leží v intervalu $<5;1; 12;1>$). Podpora (opěry) kleneb musí být neposuvné a dostatečně tuhé, aby spolehlivě přenášely šikmé podporové tlaky kleneb.

Klenby v budovách pocházejících z období 1850–1960 jsou převážně **klenbami valenými** (translačními). Obloukem klenby je nejčastěji část kružnice. Je-li to půlkruhový oblouk, označuje se jako

klenba půlkruhová. Je-li to kruhový oblouk o středovém úhlu $\alpha < \pi$, je to klenba **segmentová**.

Uplatňování se též oblouky odvozené z oválu, elipsy nebo paraboly nebo spíše oblouky sestojené ze 3 nebo 5 dílčích kruhových oblouků s různými poloměry (viz další kapitola).

Ve valených klenbách jsou ložné spáry kolmé na střednici klenby (obr. 31b), výjimkou jsou klenby s eliptickým obloukem.

Pro menší rozpětí se používaly klenby **rovné (přímé)**, tj. klenby s lineárním lícem (obr. 31c) a s ložnými spárami, které nejsou kolmé ke střednici.

Podle poměrů půdorysných rozměrů se rozlišují:

■ **vlastní klenby**, které jsou plošnými nosnými prvky,

■ **prutové klenbové prvky** (prvky ve tvaru zakřiveného prutu):

- klenbové pasy (jenom valené),
- klenbové oblouky, valené nebo rovné (přímé), nad otvory ve stěnách (nado-kenní klenby, nade dveřní klenby).

Ve starších objektech bytového fondu se vyskytují zejména valené klenby, klenbové pasy, klenby ve stěnách nad otvory (valené nebo rovné).

Tloušťka klenby závisí na rozpětí a vzepětí klenby, pevnosti použitého mate-

riálu (zdiva), druhu, velikosti a působícího zatížení. Tloušťka klenby je buď podél střednice konstantní (obr. 31b a 31c) nebo proměnná. Je-li proměnná, zvětšuje se od koruny k podporám (patkám) buď plynuce (zřídka) nebo stupňovitě (obr. 31a).

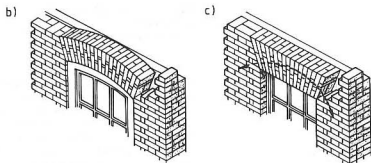
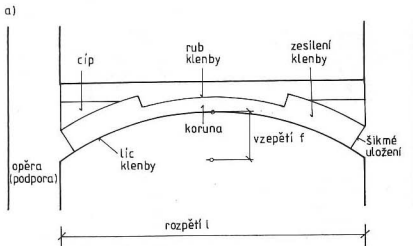
Zdíci kameny (plné cihly, klenovky nebo kameny) jsou ve valených klenbách většinou uloženy tak, aby ložné spáry mezi nimi byly kolmé k tečné střednice klenby v bodě, jenž je průsečíkem roviny ložné spáry se střednicí klenby, a směřovaly do středu křivosti.

Používaly se dva způsoby **úpravy ložných spár** (obr. 32). Buď se spáry mírně rozšiřovaly směrem od líce k rubu klenby tak, že se jejich tloušťka měnila z 6 mm na 10 mm na max. 20 mm (obr. 32a) nebo se cihly (kameny) vhodně (tj. do klínu) přeskákal (obr. 32b).

Nejčastěji a ze statického hlediska optimální způsob **ukládání cihel v klenbách** spočívá v tom, že nejdelší hrany cihel jsou rovnoběžné s patkami, a proto i s osou klenby, stýčné jsou rovnoběžné s čelním obloukem. Délka převázání ve směru osy klenby má být půl cihly. Klenby se zdí od patek, na plném nosném podkružení. Po vyzdění se rub klenby očistí, navlhčí a zaleje se řídkou maltou. Klenba se odskruží dřívě, než malta dosáhne požadované pevnosti, aby se klenba vlastní tíhou „dotáhla.“

Valené klenby se ukládají na tyto podpory [9,10]:

- na zděné stěny (obr. 33)
- se zapuštěnými patkami (obr. 33a),
- s vyloženími patkami (obr. 33b, 33c, 33d),



Obr. 31 • Valené klenby
a • návosloví, b • segmentová klenba, c • rovná (přímá) klenba

– s polozapuštěnými patkami (obr. 33e),
■ na zděné klenbové pasy (obr. 34),
■ na ocelové nosníky (obr. 35).
Podle dřívějšího názvosloví se rozeznávaly valené klenby do zdí, valené klenby do pasů a valené klenby do traverv.

Střednice valených kleneb

Střednice valených kleneb větších rozpětí byla často složena z několika kruhových oblouků, plynule na sebe navazujících. U kleneb s takovou střednicí se radiální směr, směrodatný pro polohu ložných spár mezi zdícími kameny (nejčastěji cihlami), určoval snáze než u jiných oblouků (např. u zřídka používaných eliptických nebo parabolických).

Uvádíme tři příklady symetrických střednic [2], které byly složeny ze 3 nebo 5

kruhových oblouků a měly svislé tečny u obou podpor.

■ První varianta symetrické střednice ze 3 oblouků podle obr. 36a.

Svislá a vodorovná poloosa střednice jsou dány úsečkami OA a OB. Poloměr jednoho (libovolného) oblouku se určí předem. Musí se dodržet podmínka, že velký poloměr $r = OA_1$ je větší než úsečka OB a malý poloměr BO₂ je menší než úsečka OA. Na obr. 35a se zvolil poloměr $r = AO_1 = BC$. V polovině délky úsečky CO₁ se vztýčí kolmice, která protne velkou poloosu v bodě O₂. Na přímce O₁O₂ leží bod E, v němž se stýkají oba oblouky.

■ Druhá varianta symetrické střednice ze 3 oblouků podle obr. 36b.

Svislá a vodorovná poloosa střednice jsou určeny úsečkami DB a DA. Polopřímky BE a AE půlí úhly ABC a CAB.

Průsečík polopřímek E je bodem, v němž se stýkají oba polooblouky. Kolmice z bodu E na spojnicí AB protíná poloosu ve středech kružnic O₁ a O₂.

■ Symetrická střednice z 5 kruhových oblouků podle obr. 37.

Svislá a vodorovná poloosa střednice jsou určeny úsečkami $a = CA$ a $b = CB$. Na vodorovnou poloosu se vynesou bod D, pro nějž platí $DC = CA$. Proto $BD = (b - a)$. Úsečka BD se rozdělí na pět dílů. Pro střed O₁ platí O₁C = 1,4 (b-a), pro úsečky O₁C = CF = FO₃. Bod O₂ na úsečce FO₁ půlí tuto úsečku. Body O₁, O₂ a O₃ jsou středy hledaných kruhových oblouků s poloměry (zleva doprava) $r_1 = O_1B$, $r_2 = O_2G$ a $r_3 = O_3H$. Vrchol takto sestavené střednice leží o délku $d = 0,00356 (b - a)$ a výše než bod A.

Rozměry valených kleneb podle dřívějších pravidel

PŮLKRUHOVÉ A SEGMENTOVÉ KLENBY

V objektech staršího bytového fondu se nejčastěji používaly klenby a klenbové pasy se střednicí ve tvaru části kruhového oblouku. Navrhovaly se podle empirických pravidel [1, 8, 9, 10], které byly sestaveny na základě zkušeností a zařazovaly se i do závazných stavebních předpisů (stavebních řádů). Předepisovaly se tloušťky kleneb v koruně (závěreč) t_1 a v patkách t_2 v závislosti na rozpětí klenby l, velikosti a druhu zatížení a někdy též na uspořádání souvisejících konstrukcí. Za rozpětí klenby se pokládala její světlost (obr. 31a).

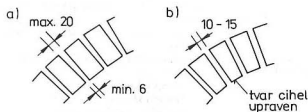
Současně se uváděly tloušťky opěrných stěn (podpor) kleneb (pokud klenby byly uloženy na stěnách), a to v závislosti na počtu podlaží nad vyšetřovanou klenbou, aby výslednice šikmé podporové reakce klenby a svislé síly od vlastní tíhy zdíva stěny působila ve stěně podepírající klenbu s přípustnou výstředností.

Dříve užívané nebo předepsané vztahy pro stanovení rozměrů kleneb mohou mít význam i pro současný průzkum. Umožňují zjistit, zda stávající klenby nebyly podle tehdejších předpisů poddimenzovány.

Podle hodnoty poměru l , kde f je vzepětí klenby, se rozlišovaly:

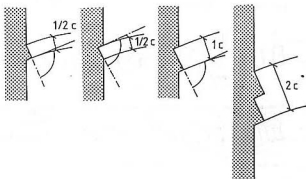
■ **půlkruhové valené klenby**, u nichž $f/l = 0,5$,

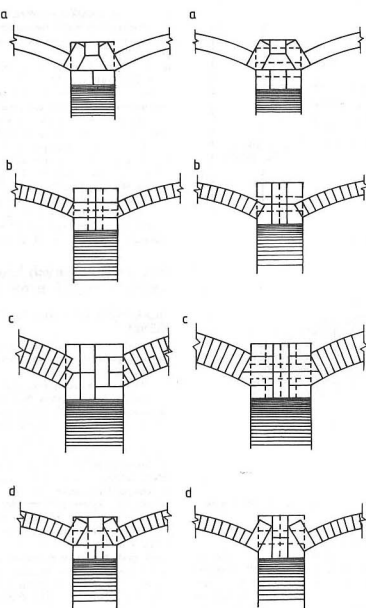
■ **segmentové klenby**, u nichž f/l je v intervalu $<1/8; 1/12>$.



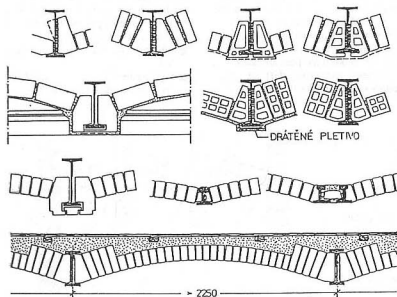
Obr. 32 • Uložení cihel ve valených klenbách
a • ložné spáry se rozšiřují směrem od líce k rubu klenby, b • cihly přisekány do tvaru tupého klínu

Obr. 33 • Uložení valených kleneb na zděných stěnách (c • délka cihly) (vpravo)

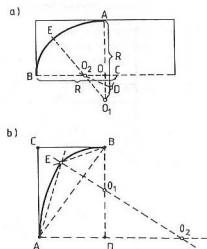




Obr. 34 • Uložení valených kleneb na zděných klenbových posech



Obr. 35 • Uložení valených kleneb na ocelových nosnících



Obr. 36 • Symetrická střednice ze tří kruhových oblouků

a • první varianta, b • druhá varianta

Předepsané rozměry půlkruhových valených kleneb jsou uvedeny v tabulce 1, rozměry segmentových kleneb v tabulce 2.

Pro tloušťky zděných stěn, na nichž byly uvedené klenby v obytných budovách uloženy, platila tato ustanovení.

Tloušťky stěn, které jsou v přízemí vícepodlažních obytných budov a na nichž jsou uloženy klenby nad přízemím, se rovnají tloušťkám stěn, předepsaným ve stavebním řádu. Je-li však nad přízemím jen jedno podlaží, je nutno tloušťku opěrných stěn o 0,15 m zvětšit.

Tloušťka t_s opěrných stěn půlkruhových valených kleneb v přízemních (jedno- a vícepodlažních) budovách má být nejméně $t_s = 1/6$, kde l je rozpětí klenby.

Tloušťka t_s opěrných stěn segmentových kleneb se vzepětím $f \approx 1/4$ má být $t_s = 1/5$, u kleneb se vzepětím $f = 1/6$ má být $t_s = 1/6$. Je-li výška stěn k patce klenby větší než 3 m, zvětšují se dříve uvedené tloušťky opěrných stěn o $1/8$ až $1/10$ výšky stěn.

PRUSKÉ KLENBY

Pruské klenby (obr. 38) v obytných budovách se navrhovaly nejčastěji podle mnohaletých zkušeností, v jednotlivých případech podle těchto přibližných vztahů:

$$\begin{aligned} F_{sv} &= 0,5 \, q_l, \\ F_{vod} &= q_l \cdot (8f), \\ \sigma_{dov} &= 2 \, F_{vod} / A_s, \end{aligned}$$

kde F_{sv} je svislá složka podporové reakce klenby,

F_{vod} vodorovná složka podporové reakce,

q rovnoměrné zatížení vzhledem k vodorovné rovině,

f vzepětí klenby,

l rozpětí klenby,

A_s průřezová plocha klenby, σ_{dov} dovolené namáhání v tlaku (krajním vláknu).

Největší přípustná rozpětí pruských kleneb v závislosti na druhu cihel, tloušťce klenby a velikosti celkového rovnoměrného zatížení (tj. součtu zatížení od

vlastní tíhy a užitého zatížení) jsou v tabulkách 3, 4, 5.

Pro klenbové pasy těchto kleneb, nebyly-li zatíženy ještě příčkami, se doporučovaly rozměry podle tab. 6. přitom se tloušťky pasů v patkách zvětšovaly o 0,15 až 0,30 m.

Opěrné stěny pasů, do nichž jsou sklenuty ploché pruské nebo české klenby v přízemních objektech, mají mít s přihlédnutím k zatížení tloušťku $t_k = 0,20$ l až 0,28 l.

Vodorovné složky podporových reakcí plochých (pruských a českých) kleneb v krajních polích stropní konstrukce se zachycovaly ocelovými táhly nebo též ztužujícími stěnami orientovanými ve směru rozpětí kleneb. Jako příklad slouží doporučení, že pro klenbu tloušťky $t_1 = 0,15$ m při tloušťkách opěrné stěny $t_k = 0,45$; 0,60; 0,75 m mají být táhla kruhového průřezu $\varnothing 30$ mm ve vzdálenosti 2,0; 2,5 nebo 3,0 m (obr. 39a). Jiným častým řešením bylo úzké krajní pole, působící jako vodorovná tuhá deska (obr. 39b, 39c). Rozmístění táhel po půdorysu stropní tabule je naznačeno na obr. 39d a 39e.

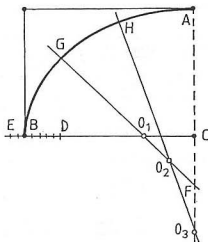
Německá norma DIN 1053 Zděné konstrukce z roku 1952 obsahovala tato ustanovení o táhlech plochých kleneb [1]. „Krajní pole stropní konstrukce s plochými klenbami musí být opatřena táhly, jejichž vzdálenosti se rovnají nejvýše rozpětí těchto polí. V každém případě se táhla rozmístí na obou koncích krajního pole a ve třetinách jeho délky. Koncové (krajní) pole se pokládá za dostatečně tuhou vodorovnou desku, jestliže se její rozpětí rovná nejméně jedné třetině jeho délky. Jestliže tato podmínka není splněna, je nutno navrhnout dvě krajní pole vedle sebe. Krajní pole musí obsahovat boční podpory, které jsou schopny bezpečně přenášet vodorovnou složku reakce vnitřního pole i v případě, kdy krajní pole není zatíženo (nebo nejsou zatíženy). Pro vytvoření bezpečných podpor lze použít některá z těchto opatření: zesílení opěrných stěn, přitížení vlastní tíhou, táhla nebo jiné opatření. Uvedená opatření lze kombinovat.“

Statické působení kleneb

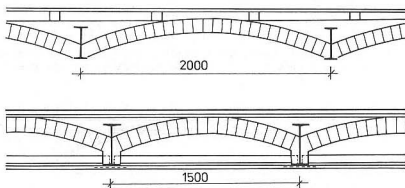
Statické působení valených kleneb, které jsou trojrozměrnými konstrukcemi, lze popsat dvojrozměrným **zakřiveným prutem**, který je oboustranně částečně vetknut. Míru vetknutí nelze zpravidla ani přibližně určit. Obvyklou úlohou projektantovou bývá rozhodnutí, zda se pro určitou klenbu má uvažovat statické schéma oboustranně vetknutého oblouku nebo statické schéma dvojkloboubového oblouku. V některých případech se uvažuje schéma trojkloboubového oblouku.

Při řešení klenby (oblouku) podle schématu zakřiveného prutu silovou metodou se předpokládá, že se šikmé podporové reakce klenby R_A a R_B (obr. 40) a zatížení q (spojité zatížení i osamělá břemena), působící na klenbu, skládají v obloukovou výslednici, jejíž poloha a směr podlé délky klenby jsou popsány **tlakovou čarou**.

Na libovolný příčný průřez $p - p$ (s výškou t a jednotkovou šířkou $b = 1$), jehož normála svírá s vodorovnou úhel φ_p , působí



Obr. 37 • Symetrická střednice z pěti kruhových oblouků



Obr. 38 • Pruské klenby uložené na ocelových nosnících

Tabulka 1

Tloušťka t_1 půlkruhových valených kleneb z plných cihel 290.140.65 mm pro rovnoměrné statické zatížení p při $tk_1 = 0,035 \cdot l + 0,32$ (tloušťka klenby u patek $t_2 = 1,5$ až 2 t_1)

$p > 3 \text{ kN m}^{-2}$ sýpky, knihovny	$p < 3 \text{ kN m}^{-2}$ obytné budovy	$p = 0$
$t_1 = 0,6250 \cdot tk_1$	$t_1 = 0,4167 \cdot tk_1$	$t_1 = 0,3125 \cdot tk_1$

Poznámka: Při dynamickém zatížení mají být tloušťky dvojnásobné

Tabulka 2

Tloušťky t_1 a t_2 segmentových kleneb z cihel v obytných budovách

Rozpětí l	Vzepětí f	Tloušťka t_1	Tloušťka t_2
m	m	m	m
5,50	$f \geq l/4$	0,15	0,30
6,00		0,18	0,45
6,50		0,24	0,45
7,50		0,30	0,60
5,30	$f = l/6$	0,15	0,30
5,75		0,18	0,45
6,30		0,24	0,45
7,0		0,30	0,45 až 0,60

Tabulka 3

Největší přípustná rozpětí l (v m) pruských kleneb z plných cihel podle Breymanna z r. 1890. Vzepětí $f = 1/10$.

Tloušťka klenby	Celkové rovnoměrné zatížení v kN.m^{-2}			
	8,0	11,0	15,0	20,0
1/2 cihly	3,0	2,5	2,0	1,5

Tabulka 4

Největší přípustná rozpětí l (v m) pruských kleneb z plných cihel podle předpisů z r. 1910, 1914 a 1928. Vzepětí $f = 100$ mm.

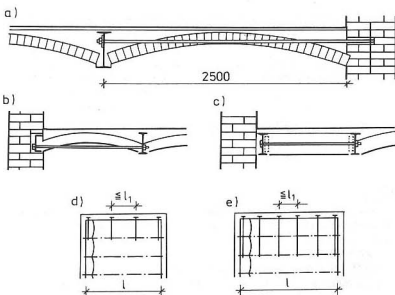
Tloušťka klenby	Celkové rovnoměrné zatížení v kN.m^{-2}				
	7,5	8,5	10,0	20,0	30,0
1/2 cihly celá cihla	2,76 -	2,60 -	2,40 -	1,70 2,45	- 2,00

Tabulka 5

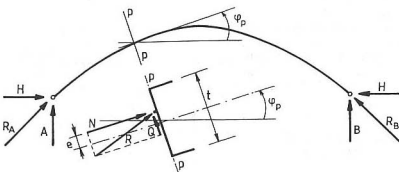
Největší přípustná rozpětí l (v m) pruských kleneb z děrovaných cihel podle předpisů z r. 1910, 1914 a 1928. Vzepětí $f = 100$ mm.

Tloušťka klenby	Celkové rovnoměrné zatížení v kN.m^{-2}				
	5,0	6,5	7,5	10,0	20,0
1/2 cihly celá cihla	2,78 -	2,44 -	2,28 -	1,96 2,84	1,60 2,00

Pro klenbové pasy těchto kleneb, nebyly-li zatíženy ještě příčkami, se doporučovalo rozměry podle tab. 6; přitom se tloušťky pasů v patkách zvětšovaly o 0,15 až 0,30 m.



Obr. 39 • Táhla pruských kleneb



Obr. 40 • Síly působící v průřezu p-p dvojklenbového oblouku

Tabulka 6

Rozměry klenbových pasů

Osová vzdálenost pasů	Vzepětí pasů	Rozpětí pasů	Tloušťka t_1
m	m	m	m
$\leq 2,50$	1/7	$\leq 5,50$	0,45
$\leq 3,00$	1/6	$\leq 6,00$	0,52
$\leq 3,00$	1/6	$\leq 6,50$	0,60
-	1/4	$\leq 6,80$	0,45
-	1/4	$\leq 7,00$	0,60

vnitřní obloukovou tlaková síla R , která se rozkládá na složky N a Q (obr. 40).

Působící síly R je průsečíkem tlakové čáry s průřezem $p-p$. Působí vnitřní síly R (a tudíž i složky N) má být uvnitř jádra průřezu. Je-li průřez obdélníkový, má působí vnitřní třetího rozměru t , tj. hodnota výstřednosti e , měřená od těžiště průřezu, má splnit podmínku $e \leq t/6$. U některých značně masivních kleneb se souměrným velkým stálým cípovým zatížením (např. u klenbových mostů) lze v omezených úsecích délky střednice připustit, aby $e \leq t/4$, tj. aby v průřezech působila normálová napětí v tlaku i v tahu. Takové průřezy se posuzují za vyloučeného tahu.

Klenby musí splnit podmínku, že při užívání objektu vyvodí jakákoliv kombinace zatížení, působící na klenbu, v libovolném přímém průřezu jenom tlakové normálové napětí. Uvedenou podmínku lze popsat též tak, že průběh střednice klenby má být takový, aby tlakové čáry od všech uvažovaných kombinací výpočtového zatížení ležely uvnitř vnitřního pruhu klenby, jehož tloušťka se rovná jedné třetině tloušťky klenby. Čím jsou tlakové čáry méně odchýleny od střednicové čáry klenby, tím je klenba „hospodárnější“ a pevnost materiálu klenby je více využita.

Zde je vhodné uvést pro vysvětlení vztahu mezi zatížením a průběhem tlakové čáry dva příklady.

1. **Příklad.** Nejohospodárnější klenbou pro jedno dané zatížení by byla klenba, jejíž střednicová čára by byla totožná s tlakovou čarou. Tento požadavek splňuje např. klenba, na níž působí stálé rovnoměrné zatížení q (rovnoměrné podél rozpětí l klenby, nikoliv podél její délky) a její střednicová čára je parabolou druhého stupně (obr. 41a).

2. **Příklad.** Klenba se střednicovou čarou podle kruhového oblouku (obr. 41b) vyhovuje spojitému zatížení q , které vzrůstá od hodnoty q_0 ve vrcholu klenby na obě strany směrem k podporám podle vztahu

$$q = q_0 / \cos^3 \varphi$$

Střednicová čára skutečné půlkruhové klenby se nikdy nemůže ztotožnit s požadovanou ideální tlakovou čarou, protože při $\alpha \leq 60^\circ$ jsou nezbytné hodnoty q příliš velké. Při $\alpha = 60^\circ$ a $\alpha = 75^\circ$ jsou požadované hodnoty $q = 8 q_0$ a $q = 57,7 q_0$. Průřezy určené úhlem $\alpha = 60^\circ$ se na základě staletých zkušeností považují za nebezpečné průřezy půlkruhových kleneb. V těchto průřezích skutečných kleneb se jednak

tlaková čára začíná značně odchýlená od střednicové čáry, jednak při přetížení nebo při posunech podpor se ložné spáry rozevřívají a působí jako (plastické) klouby. Proto se v objektech sledovaného období často dávala přednost kruhovým klenbám segmentovým se středovým úhlem $2\alpha = 120^\circ$.

Statický výpočet valených kleneb

Klenby jsou konstrukce rovinné nebo prostorové, s různým zakřivením. K řešení se užívá různých metod [3, 5, 6, 7].

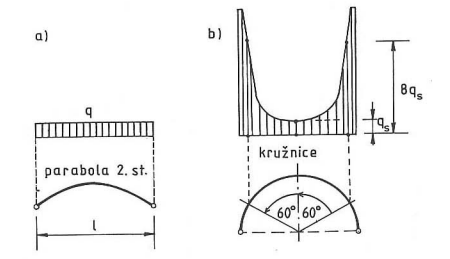
Silová metoda umožňuje snadno vyjádřit účinek ohybových momentů, normálových a posouvajících sil. Pro řešení statických i dynamických úloh se užívá deformační metoda. V současnosti jsou k dispozici rozsáhlé univerzální programy zejména na bázi metody konečných prvků, které umožňují řešení těchto konstrukcí s vysokou přesností. Do výpočtu je možno zahrnout výrobní geometrické nepřesnosti, vliv teploty, změny materiálových charakteristik apod. Uvedené programy umožňují i výpočet zesílení nebo zabezpečení klenby. Často je uvedená metoda kombinována s jinými, což umožňuje užít programů na velmi široký okruh problémů podzemních a pozemních konstrukcí.

Při rekonstrukcích objektů a výpočtech únosnosti kleneb zpravidla vystačíme s řešením jednou staticky neurčitých dvoukloubových oblouků nebo oblouků s táhlem a třikrát staticky neurčitých vetknutých oblouků.

Únosnost kleneb

Klenba pozbude nosné způsobilosti v okamžiku, kdy vlivem silových, popř. přetvárných účinků postupně vzrůstajících zatížení i vlivem změn okrajových podmínek (posunutí, popř. pootočení opěr) se v ní nahromadí dílčí (lokální) poruchy takového rozsahu, že odpor klenby vůči působícím účinkům zatížení přestane být dostatečný. Klenba se změní v mechanismus a nastane její kolaps [7].

Sled změn napjatosti, způsobujících vznik a rozvoj dílčích poruch klenby, je



Obr. 41 • Optimální střednice klenby
a • střednice podle paraboly 2. stupně, b • polokruhová střednice

plynulý proces. Dolní mezí procesu je stav, kdy je klenba zatížena jenom vlastní tíhou, je uložena na neposuvných a nepoddajných podporách a je bez poruch. Horní mezí procesu je stav, kdy nastane kolaps klenby.

Během uvedeného procesu – procesu porušování, při každé změně (zvětšení) zatížení nebo změně uložení klenby (posunu, popř. pootočení opěr), se v každém i-tém průřezu klenby změní napjatost. Změní se velikost výstřednosti e_i vnitřní tlakové síly N_i . V některých průřezech se původní výstřednost e_1 působící síly N_1 (obr. 42a) zvětší na e_2 působící síly N_2 , tj. v těchto průřezech $e_2 > e_1$ a $N_2 > N_1$ (obr. 42b). V jiných průřezích však naopak $e_2 < e_1$, i když $N_2 > N_1$. Pro vyšetření vzniku poruchy se sledují jenom průřezy, v nichž $e_2 > e_1$, $e_3 > e_2$, atd.

Pokud výstřednost e_2 , pro niž platí $e_2 > e_1$, stále splňuje podmínku $e_2 \leq t/6$, spára v průřezu se nerozevře. Při dalších změnách zatížení dojde např. ve vrcholovém průřezu k tomu, že ve vyšetřovaném průřezu nová výstřednost e_3 nabývá hodnoty, pro niž platí $e_3 > t/6$ (obr. 42c) a spára se rozevře (na obr. 42d směrem od líce k rubu). Je-li klenba omítnuta, v omítkě na líci klenby se objeví trhlinka. Účinná plocha průřezu se zmenší. V

oblasti obklopující tento průřez klenba působí jako ztenčená. Pro metody výpočtu kleneb, které uvažují toto ztenčení, bylo v anglické literatuře [3] zavedeno označení „thinning method“.

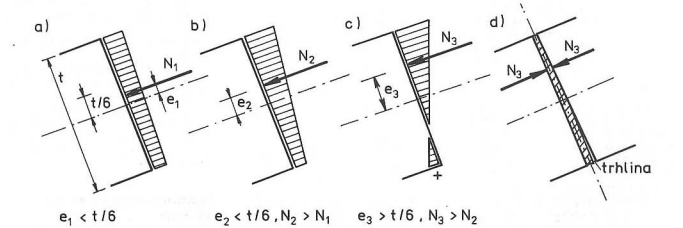
Při dalším vzrůstu zatížení se jenom v několika průřezech klenby (zpravidla ve třech, někdy ve čtyřech nebo jen ve dvou) výstřednost e nadále výrazně zvětšuje a spáry v těchto průřezech se rovněž výrazně rozšiřují. Takto změněný (ztenčený) průřez začne působit jako kloub. Zdicí kameny (cihly, kamenné kvádry) po obou stranách průřezu s kloubem se začnou porušovat tlakem, tj. drtí se.

Zvláštním případem je průřez ve svislici působící přímkového (ve schématu prutu – osamělého) břemene, kdy je zdivo v místě budoucího kloubu namáháno tlakem ve dvou směrech.

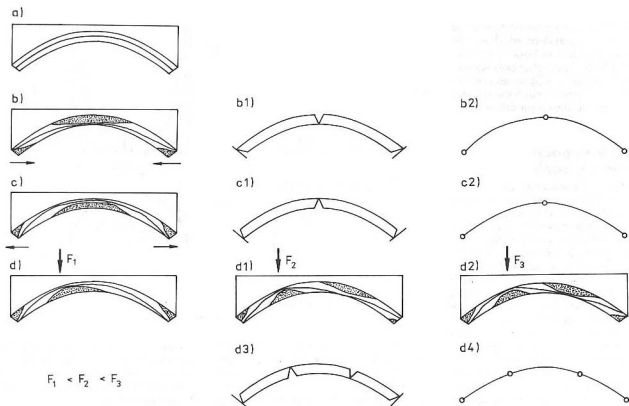
Zcela výjimečně se zdivo klenby poruší jenom vlivem svislého tlaku v oblasti pod jeho působištem, kdy tlak působí přímo na zdivo.

Jak bylo uvedeno, v několika průřezech vzniknou klouby, mezi nimiž jsou celistvé části klenby. Klenba se změní v mechanismus a zřítí se.

Příklady změn průběhu tlakové čáry v



Obr. 42 • Změny polohy síly N v průřezu klenby vlivem změn zatížení
a • východí stav při výstřednosti $e_1 < t/6$, b • stav, kdy zůstává $e_2 < t/6$, c • stav, kdy $e_3 > t/6$, d • rozevření ložné spáry



Obr. 43 • Změny průběhu tlakové čáry (lt. č.) v klenbě vlivem změn zatížení (oblasti, v nichž působí normálová napětí v tahu jsou vyšrafovány)
a) výchozí stav • klenba zatížená tak, že se tlaková čára odchyluje nepatrně od střednice
b1) změna průběhu tlakové čáry vlivem sblížení podpor klenby, b2) • rozvíření ložných spár, b2 • polohy kloubů před kolapsem
c1) změna průběhu tlakové čáry vlivem oddálení podpor, c1 • rozvíření ložných spár, c2 • polohy kloubů před kolapsem
d1) změna průběhu tlakové čáry vlivem působení břemene F_1 , d1, d2 • totéž, avšak při $F_2 > F_1$ a při $F_3 > F_2$, d3 • rozvíření ložných spár, d4 • polohy kloubů před kolapsem

segmentové klenbě jsou znázorněny na obr. 43. Předpokládá se, že výchozím stavem je klenba zatížená tak, že tlaková čára je téměř totožná se střednicí klenby (obr. 43a). Při sblížení podpor (obr. 43b) se tlaková čára u podpor přiblíží k rubu klenby a ve vrcholu i lici klenby. Vyšrafované plochy vyznačují místa, kde jsou normálové napětí v příčných průřezích tahová. Směry rozvíření trhlin jsou na obr. 43b1, polohy kloubů na obr. 43b2. Vliv oddálení podpor na působení této klenby je znázorněn na obr. 43c, c1, c2. Působení této klenby při rovnoměrném zatížení a přímkovém zatížení, postupně vzrůstajícím, je popsáno ve schématech na obr. 43d, d1, d2, d3, d4. V tomto případě vznikají v klenbě čtyři klouby.

Porovnání poloh kloubů při kolapsu pěti zděných mostů podle skutečnosti (při zatěžovacích zkouškách skutečných mostů ve Velké Británii) a podle výpočtu je graficky naznačeno na obr. 44 [4]. Rozpětí mostů 5,0 až 10,0 m odpovídala rozpětím kleneb v pozemních stavbách.

Mosty byly zatěžovány přímkovým břemen s působištem ve čtvrtině rozpětí (4 mosty) nebo ve třetině rozpětí (1 most – Preston). Posunutí se měřila nivela. Metodou akustických impulsů se zjišťovala místa vzniku a šíření trhlin (mechanických poruch). U všech mostů byla zjištěna dobrá shoda mezi počtem a polohou kloubů podle výpočtu a podle skutečnosti. Výjimkou byl most Preston, který pozbyl ušnosnosti následkem vybočení oblouku a porušení usmyknutím již po vzniku dvou kloubů.

Stanovení pevnosti v tlaku zdiva stávajících kleneb

Pevnost v tlaku zdiva stávajících kleneb se stanoví výpočtem z hodnot pevnosti v tlaku R_u , m cihel nebo kamenných kvádrů

a pevnosti v tlaku R_{m0} , m malty, stejně jako u zdiva stěn.

Metoda stanovení lokálního napětí v tlaku ve zdivu s použitím tenkého lisu a obdobná metoda s použitím dvou lisů se zpravidla aplikují ve zděných opěrách kleneb, nikoliv však ve vlastních klenbách.

Konstrukční vady zděných kleneb

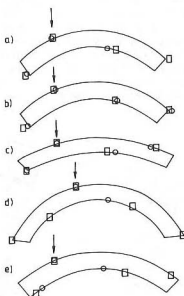
Pro průzkum konstrukčních vad zdiva kleneb je směrodatný obsah kapitoly „Konstrukční vady zdiva, zděných stěn a příček“.

Za nejvýznamnější vady zděných kleneb se považují:

- použití závadných materiálů (cihel, kamene, malty) při provádění kleneb a jejich opěr,
- nedodržení projektem určeného tvaru klenby,
- nedodržení předepsané technologie výstavby kleneb, zejména nedostatečné vyplnění ložných spár maltou,
- realizace klenby a souvisejících zděných nosných prvků (opěr apod.) podle nevhodné (závadné) projektové dokumentace, mající za následek krátkodobé nebo dlouhodobé porušení klenby.

Lokální poruchy zdiva kleneb

Poruchy lokálním tlakem cihel nebo kamenů přiléhajících k ložné spáře, na jejímž okraji (blízko líce nebo rubu klenby)



Obr. 44 • Porovnání poloh kloubů při kolapsu zděných mostů o rozpětí 5 až 10 m podle skutečnosti (O) a podle výpočtu
a • Torksey, b • Shinafool, c • Prestwood, d • Preston, e • Stratmashie

zníká vlivem rozevření spáry plastický kloub.

Poruchy zdíva klenob usmyknutím ve spáře – buď jenom v ložné spáře, nebo jenom ve styčné spáře (rovnoběžné s tečnou ke střednici) nebo současně v ložných spárách a styčné spáře (obr. 45).

Poruchy zdíva klenob spočívající ve vytlačení dvou nebo více cíhel z klenby působením soustředného svislého zatížení, s následným kolapsem klenby.

Poruchy klenob

Trhliny v ložných spárách valených klenob, buď při jejich líci nebo rubu, pronikající dovnitř ke střednicové ploše. Tyto trhliny jsou velmi časté. Signalizují rozevření ložných spár v klenbě vlivem změn napjatosti.

Šikmé trhliny v různých polohách po ploše klenby. Vyskytují se častěji v klenbách, jejichž zdívo není náležitě provázáno v rovinách kolmých na osu klenby nebo má diagonální ložné spáry. Příčinou vzniku těchto trhlin jsou nedostatečně tuhé přilehlé konstrukce, což vede k desintegraci klenob.

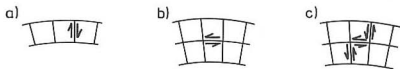
VYHODNOCENÍ PORUCH KLENOB

Vyhodnocení poruch klenob obsahuje:

- výkresovou a textovou dokumentaci vad a poruch, jejich vzájemných souvislostí a jejich lokalizace vzhledem k nosné soustavě objektu,
- zprávu o vyšetření hlavních příčin závažných poruch klenob,
- souhrnné údaje o mechanických a dalších fyzikálních vlastnostech zdíva klenob včetně výpočetních charakteristik, jako podklad pro statické posouzení stávajícího stavu klenob a pro projektování jejich opravy, popř. zesílení.

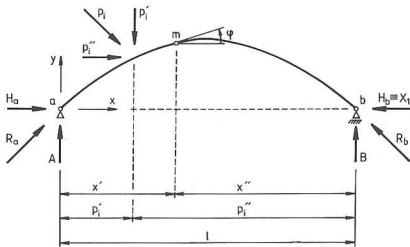
Příčiny změn napjatosti klenob, vyvolávajících jejich závažné poruchy, se klasifikují např. takto [8]:

1. příčiny způsobené změnami v užívání (provozu) stávajícího objektu:
 - zvláštní zatížení – zvláštní tíhy podlah včetně podkladních vrstev, umístění nového vnitřního vybavení (např. knihoven, přístrojů), provedení nových přechodů, vyvolujících nesymetrické nebo lokální (obvykle přímkové) zatížení klenby, jakékoli úpravy (změny) konstrukcí,
 - zmenšení zatížení – nepříznivé zmenšení zatížení klenob, např. následkem jednostranného odstranění cípového zášypu; zmenšení svislého zatížení podpor klenob nebo konstrukcí, na nichž jsou podpory uloženy nebo s nimiž podpory souvisejí;
 - účinky nepříznivých deformací základové půdy během užívání objektu,
 - účinky zintenzivnění silniční (uliční) dopravy, účinky bouracích prací, trhačích prací, zemních a podzemních prací, změn hladiny podzemní vody,
2. příčiny způsobené poruchami stávajícího objektu:



Obr. 45 – Porušení zdíva klenby usmyknutím ve spáře

a – v ložné spáře, b – ve styčné spáře, c – v ložných spárách a styčné spáře



Obr. 46 – Dvoukloubový oblouk s patkami ve stejné výši

- výskyt krátkodobých anebo dlouhodobých poruch materiálů, použitých v klenbách nebo v konstrukcích, souvisejících s klenbami,
- nevhodné stavební úpravy klenob,
- poruchy jakéhokoli původu (zejména fyzikálního anebo chemického) prvků a konstrukcí, souvisejících s klenbami, tzv. poruchy uvnitř objektu,
- poruchy konstrukcí objektů, přilehlých ke stávajícímu objektu, tzv. poruchy vně objektu,
- 3. příčiny způsobené účinky mimořádných zatížení (účinky výbuchů svítiplynu, zemního plynu a jiných látek, účinky nárazů různých druhů vozidel),
- 4. příčiny způsobené zanedbanou údržbou stávajícího objektu.

Pro potřeby vyhodnocení příčin rozevření trhlin (spár) ve valených klenbách lze použít schémata nejčastějších sestav rozevřících se trhlin (obr. 46) v závislosti na tvaru střednice klenby (polokruhové, segmentové nebo elipsovitě), na rozdělení a poloze zatížení (rovnoměrně rozděleného zatížení nebo přímko-ového zatížení) a na směru posunu patních průřezů.

Doporučuje se postupovat takto:

- do náčrtu líce zkoumané klenby nebo líce a obou bočních ploch klenbového pasu včetně nadezdívky se zakreslí poloha a průběh trhlin s údajem, zda jsou stabilizovány či nikoli,
- u každé trhliny se dále uvede, je-li ve tvaru klínu, tj. zda je příznakem rozevření spáry; je-li tomu tak, vyznačí se způsobem podle obr. 43 směr rozevření trhliny a podle možnosti též předpokládaná poloha budoucího plastického kloubu (a zda u líce nebo rubu klenby),
- pro vypracovaný náčrt trhlin se z obr.

43 vyléhá schéma sestavy trhlin, které se náčrtu nejvíce podobá,

- z podoby náčrtu a schématu se odvodí předpokládané příčiny poruch (rozevření trhlin) zkoumané klenby (klenbového pasu).

Sanace a zesilování klenob

KLASIFIKACE POSTUPŮ SANACE A ZESILOVÁNÍ

Používané postupy sanace a zesilování zděných klenob jsou četné a velmi rozmanité. Používají se buď jednotlivě nebo v různých, často vzájemně závislých kombinacích. Hlavní příčina obtíží při zpracování klasifikace těchto postupů tkví ve statické, konstrukční, technologické a architektonické podstatě klenob. Klenby jsou téměř vždy nejméně jednou staticky neurčité a jejich chování závisí na spolupůsobení s okolními nosnými prvky. Budování i odstřešování (bourání) klenob a nyní i jejich výstavba patří k náročným technologiím. Ve stavebních objektech jsou klenby výraznými architektonickými prvky, jejichž odstranění se podstatně naruší ráz interiéru. V těchto úvahách se záměrně opomíjí hlediska památkové péče.

Příhlédne-li se k uvedeným skutečnostem, lze pochopit návrh předložený v [8], podle něhož se všechny postupy sanací a zesilování označují souhrnným názvem „zajišťování klenob.“

Postupy sanací a zesilování zděných klenob lze podle zásad této publikace rozřadit s přihlédnutím k [8] takto:

• **sanace drobných poruch a též vad klenob** – dodatečné spárování maltou, klínování a výměna porušených čísel a kamenů,

• **sanace významnějších poruch klenob** – osazení dodatečných táhel,

- výstavba dodatečných žeber nebo klenbových (obloukových) pásů,
- vybudování nové rovinné stropní konstrukce,
- **zesílení kleneb**
- vybudování soustavy žeber, popř. s věnci po obvodu,
- vybudování dodatečné vrstvy, sledující tvar stávající klenby a v různé míře s ní spolupůsobící.

OSAZOVÁNÍ KLÍNŮ A SPÁROVÁNÍ

V místnostech lokálních poruch kleneb, tj. tam, kde z ložných spár vypadly vrstvy maltou nebo i části cihel, osazují se klíny a spáry se vyplní maltou. Klíny jsou buď dřevěné nebo z pálené hlíny nebo z kamene, výjimečně jsou ocelové. Je vhodné použít spárování aktivovanou maltou. Výhody této metody, založené na thixotropních vlastnostech malt, byly uvedeny při popisu dodatečného spárování porušených cihelných stěn.

TÁHLA

Jako táhla se označují štíhlé konstrukční prvky, které jsou schopny přenášet jenom tahové síly. Historická táhla se nazývala klenbové kleště. Na jejich koncích byla oka, jímž byly provlečeny závlačky. Pro stažení obou polovin táhla byl určen středový klínový zámek.

Nová táhla jsou kruhového průřezu a užívají se ve dvou konstrukčních uspo-

řádáních. Bud' jsou jejich konce pevně spojeny s roznašecími deskami a napínají se tzv. napínací ("rektifikačními" články) nebo jsou nepřerušena, jsou na koncích opatřena závitاً a napínají se maticemi, které se opírají o roznašecí ocelové desky. Podrobnosti uspořádání konců táhel závisí na materiálu zdiva, tloušťce stěn a uložení klenby. Táhla se umísťují buď lícem klenby (nejvhodnější v úrovni patek) nebo nad rubem klenby. Osazují se u těch kleneb, jejichž podpory se oddalují a u nichž vznikly nebo vzniknou trhliny.

SAMOSTATNÁ ŽEBRA

Samostatná železobetonová žebra se budují na rubu kleneb. Jejich horní plocha je vodorovná, dolní plocha sleduje rub klenby. S klenbou bývají spojena kotvami (ocelovými trny) nebo jen soudržností. Mají působit jako táhla, a proto se jejich vodorovná výztuž před zabetonováním mírně předepe. Vhodnost železobetonových žeber je nutno vždy pečlivě zvážit.

OBLOUKOVÉ PÁSY

Obloukové (klenbové) pásy mají přibližně konstantní tloušťku a umísťují se buď na rubu klenby nebo pod jejím lícem a jsou většinou železobetonové. Jsou-li na rubu klenby, mají zvýšit tuhost klenby. Jsou-li pod lícem klenby, vytvářejí její dodatečné podpory a jsou podepřeny dodatečně vyzděnými stěnami nebo sloupky.

PODEPŘENÍ KLENBY STĚNAMI

Podepření klenby stěnou nebo stěnami se pokládá rovněž za sanaci. Podepírající stěny se navrhnou v podélném nebo příčném směru půdorysu klenby. Tento postup sanace by měl patřit k méně užívaným.

ZESÍLENÍ KLENBY ŽEBRY A VĚNCEM

Nad klenbou se vytvoří soustava železobetonových žeber a obvodového věnce, která má dostatečnou tuhost ve vodorovném směru. Ve svislém směru má dostatečnou únosnost, neboť se klenba většinou mění v zavešený podhled, který je k nově nosné konstrukci vhodně upevněn táhly (je-li klenba od soustavy oddělena) nebo trny (přiléhá-li klenba k soustavě).

ZESÍLENÍ KLENBY DODATEČNOU VRSTVOU

Dodatečná, nejčastěji betonová vrstva, určená pro zesílení klenby, se umísťuje nejvhodněji na rub klenby. Tloušťka vrstvy se stanoví podle výpočtu, obvykle bývá v intervalu od 80 do 200 mm. Vyztužuje se pravoúhlou sítí z prutů Ø 6 až 8 mm, při vzdálenosti 100 až 150 mm. Betonová směs se ukládá obvyklým způsobem nebo metodou torketování.

Dodatečná vrstva se spojuje s původní klenbou pomocí trnů, účinně zakotvených ve zdivu klenby s použitím epoxidových pryskyřic nebo cementových malt.

Betonové konstrukce

Porušování betonu je způsobeno jednak vnějšími činiteli, kteří charakterizují prostředí v němž se beton nachází, jednak činiteli vnitřními, kteří reprezentují vliv vlastností složek betonu, jeho zpracování a ošetření.

Jednotliví činitelé působí současně a výsledek jejich působení je závislý na charakteru, rozsahu i pořadí působení každého z nich. Počet rušivých činitelů a jejich kombinací má pak za následek značnou obtížnost řešení otázek porušování betonu.

Schopnost betonu odolávat působení činitelů porušování se obvykle nazývá trvanlivost. Činitelé způsobující porušování mohou být fyzikální nebo chemické povahy. Za fyzikální se obvykle považují jevy, jejichž působení je silové, zatímco u chemických jevů probíhají chemické reakce. Je však třeba uvést, že toto dělení je spíše orientační: ve skutečnosti jde o působení současně nebo následky působení jednoho druhu činitelů, např. chemických, mohou mít charakter dalšího druhu činitelů, tedy např. fyzikálních a naopak.

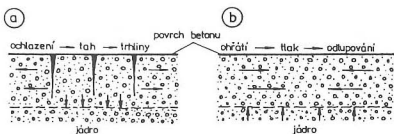
Fyzikální procesy porušování betonu

Z řady fyzikálních činitelů negativně ovlivňujících vznik poruch, bude v dalším textu věnována pozornost především působení změn normálních teplot a vlhkostních poměrů v betonu a dále působení mrazu [3].

ZMĚNY TEPLoty A VLHKOSTI

Trvanlivost povrchu betonových staveb, který je vystaven stálému působení proměnlivé povětrnosti, závisí do značné míry na odolnosti betonu vůči účinkům vyvolávaným teplotními a vlhkostními změnami. Vlhkost a teplota prostředí působí podstatně nejen na vývoj fyzikálních mechanických vlastností tvrdnoucího betonu, ale významně ovlivňují i jejich změny u betonu s již prakticky ukončenou hydratací. Konkrétním důsledkem jejich působení pak jsou jednak objemové změny betonu, jednak změny jeho pevnosti. Příznivé však je, že účinky vlivu teploty a vlhkosti, které zpravidla působí protichůdně, se sčítají, takže výsledné hodnoty těchto změn snižují.

Nejdůležitější z tepelných vlastností betonu, na nichž závisí rychlost i velikost změn teploty v různých hloubkách pod jeho povrchem, jsou měrné teplo, tepelná vodivost a teplotní vodivost, která se uplatňuje při vyrovnávání rozdílů teplot mezi povrchem a jádrem, a konečně i velikost jeho teplotní roztažnosti; hodnoty všech těchto veličin jsou závislé na různých faktorech, jako je



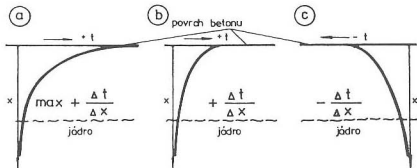
Obr. 47 • Schematické znázornění vzniku namáhání v povrchové vrstvě a mezi ní a jádrem betonu [3]
a • při ochlazení povrchové vrstvy → tah, b • při ohřátí povrchové vrstvy → tlak

např. vlhkost betonu, jeho měrná hmotnost, hutnost, tučnost mísení, vlastnosti složek atd. K veličinám charakterizujícím **vlhkostní vlastnosti** betonu patří především nasávkavost; její velikost a vlastně i rychlost změn vlhkosti odvisí od pórovitosti betonu.

Změnám teploty i vlhkosti jsou nejvíce vystaveny povrchové části betonových staveb (obr. 47). Při oslunění povrchu vlivem malé tepelné vodivosti betonu dochází k rychlému vzrůstu teploty v tenkých povrchových vrstvách, zatímco jádro teplotu nemění. Důsledkem pak je nestejně protažení, a tím i vznik napětí v tlaku v teplejší povrchové vrstvě, a naopak v chladnějším jádru, které zadržuje povrchové dilatace, vzniká napětí v tahu. Nepříznivější je obrácený případ, neboť při náhlém ochlazení se objevují u povrchu napětí v tahu, nebezpečná zejména na hranách a v rozích, v důsledku nestejněho zkrácení oproti teplejšímu jádru. Z hlediska změn vlhkosti povrchu betonu je pro vznik trhlinek nebezpečné jeho rychlé vysoušení slunečním zářením či větrem (především u tuhnutí a tvrdnutí betonu).

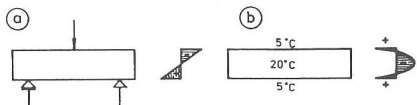
Rozdíly teplot mezi povrchem a jádrem betonu vyvolává teplotní spád (obr. 48). Velikost rozdílu teplot ovlivňuje intenzita slunečního záření (radiace), sklon a orientace povrchu vzhledem k dopadu slunečních paprsků, jeho barva a drsnost, teplotní režim ovzduší, tepelná vodivost betonu atd. Kritické teplotní spády s maximálním gradientem $\Delta t/\Delta x$ vznikají při intenzivním slunečním záření, které rychle ohřívá studený povrch betonu. Mírnější teplotní spád se objevuje i tehdy, když povrch betonu není vystaven přímému slunečnímu záření (slunce je za mrakem nebo povrch je ve stínu) a rozdíly teplot způsobuje proudění či vedení tepla (konvekce a kondukcce). V noci, případně při náhlém ochlazení teplého povrchu betonu (děšť, kroupy) je teplota povrchové vrstvy nižší než teplota jádra; v noci kromě uvedených faktorů průběh teplotního spádu ovlivňuje hlavně intenzita tepelného vyzařování (emise). Ve dne tedy vzniká v povrchových vrstvách betonu zpravidla kladný teplotní spád, jehož gradient dosahuje za příznivých podmínek maximální velikosti; v noci je teplotní gradient záporný, podobně rozdíly vlhkosti mezi povrchem a jádrem betonu způsobuje vznik vlhkostního spádu; sušší oblast je pak podrobena tahovému namáhání, jehož účinky zmírňuje protichůdně působící vliv teploty (teplotní roztažnosti).

Jestliže se objevuje změny betonu, které jsou důsledkem jeho teplotních a vlhkostních změn, nemohou volně projevit, dochází v dotčených průřezech povrchových částí betonových konstrukcí ke vzniku napětí. Podle příčin vzniku se napětí v betonových površích mohou rozdělit do tří hlavních skupin (obr. 49): **vnější** napětí vyvozuje tíhové zatížení prvků (jeho velikost, průběh a druh závisí na geometrickém uspořádání a rozměrech konstrukčního systému); **vnitřní (vlastní)** napětí vzniká v důsledku nestejněmnohých objemových změn mezi povrchem a jádrem (např. v důsledku rozdílu teplot či vlhkosti); konečně u heterogenních hmot, ke kterým



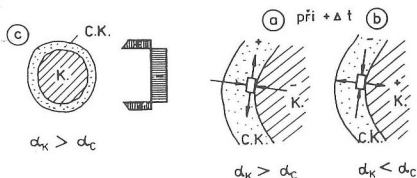
Obr. 48 • Schematické znázornění průběhu teplotního spádu mezi povrchovou vrstvou a jádrem betonu [3]

a • při plném oslunění povrchu - maximální kladný teplotní spád, b • povrch ve stínu - mírný kladný teplotní spád, c • v noci, kdy se povrch betonu ochlazuje - záporný teplotní spád



Obr. 49 • Příklady vzniku napětí v betonu [3]

a • vnější od zatížení, b • vnitřní (vlastní) od rozdílné teploty mezi povrchem a jádrem



Obr. 50 • Schéma napětí ve styčné spáře mezi cementovou kaší a zrnem kameniva při vzrůstu teploty o $+\Delta t$ [3]

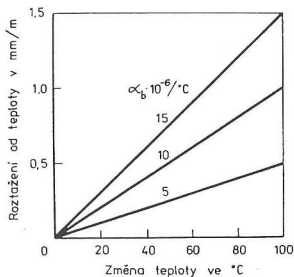
a • je-li součinitel teplotní roztažnosti kameniva $\alpha_K > \alpha_c$ než cementové kaše, vzniká tangenciální napětí v tahu, b • je-li $\alpha_K < \alpha_c$ vzniká radiální napětí v tahu

patří také beton, se objevují **strukturní napětí** (prvek struktury betonu tvoří zrn kameniva obalené cementovou kaší s odlišnou teplotní roztažností či nasávkavostí).

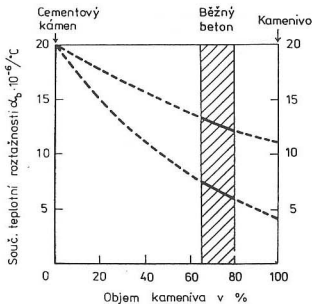
Zatímco ke vzniku vnitřních napětí dochází u všech pevných látek – ať homogenních či heterogenních, jsou naopak strukturní napětí omezena pouze na heterogenní materiálu. Beton je v podstatě konglomerátem zrn kameniných součástí obalených a spojených v pevnou kompozitní hmotu cementovou kaší. Velikost strukturních napětí je pak odvislá od rozdílu roztažnosti jeho složek, který vyjadřují příslušní součinitelé. Je-li součinitel teplotní roztažnosti kamenných součástí větší než součinitel teplotní roztažnosti cementové kaše a stoupá-li teplota prostředí, je obálka z cementové kaše namáhána ve směru tečky k povrchu zrna šetrku takem a ve směru kolmém

tlakem (obr. 50a). V obou případech mohou napětí dosáhnout vzhledem k malé pevnosti cementové kaše či malty v tahu a soudržnosti s kamennými zrny poměrně vysokých hodnot. Vzniklá tangenciální a radiální tahová napětí lze za různých zjednodušujících předpokladů stanovit matematicky; výpočtové hodnoty jsou však zpravidla nerealně (obtěžné stanovení skutečných hodnot modulů pružnosti kameniva při pomalém vzrůstu napětí apod.).

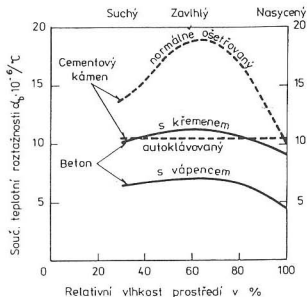
Předpokladem dobré **trvanlivosti betonu** je tedy pokud možno spolehlivá kompatibility – fyzikální i chemická – mezi cementovou kaší a kamennými součástmi, která musí odolávat vzniklým strukturním napětím jak při změnách teploty (rozdílní teplotní součinitelé), tak i vlhkost (smršťování či nabývání). Proto bude účelné posoudit významnost vlivu těchto veličin poněkud širěji.



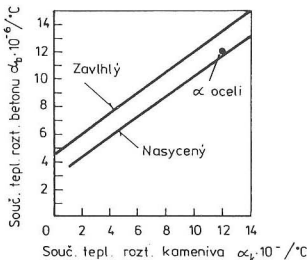
Obr. 51. • Délkové změny betonu v důsledku změn teploty Δt pro tři různé hodnoty součinitele teplotní roztažnosti α_b [3]



Obr. 52. • Schematické znázornění velikosti součinitele teplotní roztažnosti betonu v závislosti na součiniteli teplotní roztažnosti cementové kaše a kamených součástí a na objemu kameniva v betonové směsi [3]



Obr. 53. • Vliv obsahu vlhkosti na hodnoty součinitele teplotní roztažnosti cementové kaše a betonu [3]



Obr. 54. • Součinitel teplotní roztažnosti betonu α_b v závislosti na velikosti součinitele teplotní roztažnosti kameniva α_k a obsahu vlhkosti v betonu [3]

Součinitel teplotní roztažnosti betonu se bezprostředně podílí na velikosti délkových změn při jeho ohřívání či ochlazování. Teplotní pohyby – roztahování (expanze) nebo zkracování (kontrakce) – je třeba posuzovat v konstrukci komplexně spolu s ostatními druhy přetvoření betonu, jako jsou smršťování a dotvarování; v některých případech však mohou mít rozhodující význam. Délková změna Δl (mm/m) betonového prvku délky l (m) vlivem změny teploty Δt (°C) a při známém součiniteli teplotní roztažnosti betonu α_b ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) se vypočítává ze vztahu

$$\Delta l = \alpha_b \cdot \Delta t \cdot l$$

Hodnoty Δl (pro $l = 1\text{ m}$) je možno odečíst pro známý rozdíl teplot Δt a tři různé

velikosti α_b přímo z obr. 51. Důležité je objektivně stanovit rozsah změn v posuzované konstrukci. Zpravidla se přitom vychází z rozsahu atmosférických teplot v místě stavby (maximální roční meze); ty však mohou být dále zvýšeny při delším oslunění povrchu betonu.

Při znemožnění volných pohybů od rozdílů teplot by narůstala v betonové konstrukci napětí, která by vedla ke vzniku trhlin. Proto je nutné teplotní pohyby umožnit zavedením systému spár v uspokojivé vzdálenosti a dostatečné šířky s vhodným závlivkovým materiálem či jinou úpravou tak, aby se vypočítané délkové změny mohly volně realizovat. K zamezení vzniku trhlin nebo jejich omezení na přípustnou mez přispívá i průměrně vytužení v povrchových partiích konstrukce. Ke

snížení teplotních rozdílů je někdy účelné opatřit povrch betonu vhodným nátěrem (optimální je bílá barva).

V rozsahu kladných teplot, tj. od 0°C do 60°C , se beton při ohřívání stejnoměrně roztahuje, takže α_b se předpokládá konstantní; jeho hodnoty kolísají mezi 5 až $15 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Hlavní faktory, které ovlivňují velikost α_b , jsou druh kameniva (hornina) a vlhkost betonu; další vlivy jako poměr mísení, druh cementu, stáří betonu, pórovitost apod. se projevují méně zřetelně. Jelikož celkový objem kameniva v normálně složeném betonu zaujímá asi 65 až 80 % jeho objemu, převažuje při stanovení α_b vliv velikosti teplotní roztažnosti hornin, která je pouze v omezené míře zvýšená vyšší teplotní roztažností cementové kaše. Tyto závěry názorně dokládá obr. 52.

Součinitel teplotní roztažnosti kameniva je odvislý od mineralogického složení hornin. Horniny s větším obsahem křemičité minerály vykazují vyšší α_k – kolem $12 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$, zatímco horniny s jinými minerály, jako je třeba kalcit přítomný ve vápencích, mají α_k nižší – zhruba $5 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

Součinitel teplotní roztažnosti cementové kaše je velmi citlivý na obsah vlhkosti, a proto kolísá ve velmi širokých mezích. Příčinou je gelová struktura cementové kaše, která váže vodu a nabývá, když vodu přijímá a naopak se ztrátou vody, tj. při vysychání se zmenšuje; při vodním součiniteli $v/c > 0,5$ je navíc ještě propojena s kapilárními systémem často obsahující rovněž volnou vodu, čímž se uvedené jevy zvyrazňují. Nasycená cementová kaše vykazuje nejnižší hodnotu α_k – asi $10 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$; tato hodnota se označuje jako skutečná hodnota součinitele teplotní roztažnosti cementové kaše. Při zhruba 70 % vlhkosti cementové kaše obsahuje α_k obvyklou velikost $20 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ a při 30 % asi $14 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$; tyto hodnoty se označují jako zdánlivý součinitel teplotní roztažnosti cementové kaše. Skutečný α_k je tedy při změně teploty zvětšován, je-li cementová kaše částečně nasycena vodou. Protože není k dispozici dostatek vody k volné difuzi mezi kapilárními póry a gelovou strukturou, pak zvýšená absorpce vody z kapilár do gelových pórů způsobuje tlaky, kterým odpovídá zvětšené nabývání cementové kaše.

Stářím se maximální hodnota zdánlivého α_k postupně redukuje v důsledku pokračující krystalizace gelové struktury; maxima dosahuje už při 50 % vlhkosti. Zamezí-li se autoklavováním cementové kaše tvorbě gelu, vytvoří se tolik pevné fáze, že α_k má konstantní velikost bez ohledu na obsah vlhkosti; ta se zhruba rovná hodnotě α_k normálně hydratovaného, vodou nasyceného cementové kaše, jak vyplývá z obr. 53. Z něho je zřejmé, že i u betonu, i když podstatně méně výrazně, se projevuje vliv obsahu vlhkosti na α_k . Obecně částečně nasycený, tj. zavhlý beton, má hodnotu α_k asi o $2 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ vyšší než nasycený beton.

Výsledný součinitel teplotní roztažnosti betonu α_b může být posuzován jako přímo závislý na hodnotě α_k , která je částečně modifikována obsahem vlhkosti v betonu. Pro určitý druh horniny se známým α_k lze velikost α_b odečíst v závislosti na stavu vlhkosti přímo z obr. 54.

Struktura betonu není zpravidla v důsledku obvyklých změn teploty narušována. Pouze betony s kamenivem s nízkými hodnotami α_k vykazují zhoršenou odolnost při nízkých teplotách (mráz); doporučuje se, aby rozdíl mezi velikostí α_k a α_b nebyl v tomto případě větší než $5,5 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$. Rovněž tak vysoké teploty mohou zvláště při opakovaných rychlých změnách vést k porušování exponovaného povrchu betonových konstrukcí, protože fyzikální inkompatibilita mezi kamenivem a cementovou kaší se značně zvyrazňuje.

Smršťování a opacné nabývání betonu jsou důsledkem objemových změn při jeho vysychání nebo vlnutí (nasakování vodou). Velikost smršťování dosahuje při

vysychání normálního betonu hodnot od 0,2 do 0,8 mm/m; velikost jeho nabývání je pak zřetelně menší – od 0,1 do 0,15 mm/m. Při střídání změnách vlhkosti se smršťování betonu zmenšuje, protože reversibilní je pouze jeho čist. Protože betonové konstrukce ovlivňuje prakticky jenom smršťování; při jeho zamezení vznikají tahová napětí, která mohou v nepříznivých případech vyvolat vznik smršťovacích trhlin. Proto i z těchto důvodů je nezbytné vytvořit vhodný systém spár a případně vyztužit zvlášť exponovaná místa betonové konstrukce. Objemové změny betonu jsou závislé na mnoha okolnostech. Betony s vyšším vodním součinitelem ($v/c > 0,6$) vykazují větší objem kapilárních a vzdušných pórů; to umožňuje rychlejší vysychání; výraznější smršťování a vzrůst tahových napětí. Tyto okolnosti pak resultují i ve změně mechanických vlastností betonu; zejména pevnosti v tahu jsou přechodně snižovány. Na velikost smršťování betonu má vliv i druh, zrnitost a celkový podíl kameniva v betonové směsi.

STRÍDAVÝ MRÁZ [3]

Mechanismus působení mrazu. Čistá voda mrzne při 0°C a při této přeměně se objem zvětšuje o 9 %. V případě, že voda mrzne v pórech cementové kaše, tato fázová změna vyvolá tlaky, které navodí určitý stupeň napjatosti v okolní pevné fázi. Jsou-li tato napětí nižší, než pevnost pevné fáze, projevuje se mrznutí pouze pružným zvýšením objemu. V případě, že indukovaná napětí jsou vyšší než pevnost kaše, nastávají nevratné změny ve struktuře a vznikají trhlinky. Část zvětšení objemu je nevratná. Délkové nevratné zvětšení v nasycené cementové kaši ($v/c = 0,65$), která byla vystavena působení jednoho cyklu mrznutí a tání činí přibližně 30 %.

Předchozí schematický popis působení mrazu se blíží skutečnému stavu pouze v případě nasycených pórovitých pevných látek a dále tehdy, jestliže voda v celém objemu mrzne v jediném okamžiku. Skutečný mechanismus porušování mrazem je však mnohem složitější. Vzhledem k této složitosti liší se i názory na mechanismus porušování.

Hydraulický tlak. Na rozdíl od volné vody mrzne absorbovaná voda při teplotě nižší než 0°C , neboť na ni působí povrchové síly, které snižují pohyblivost jejích molekul a tak omezují krystalizaci ledu. Voda v gelových pórech hydratovaného cementu mrzne při teplotě -78°C . Je tedy v praktických podmínkách působení mrazu ve ztvrdlém cementu určováno vznikem ledu v kapilárních pórech.

Jestliže nasycená cementová kaše je vystavena působení nízkých teplot, začíná se led tvořit v kapilárních pórech v blízkosti exponovaného povrchu. V průběhu doby se cementová kaše prochladze stále hlouběji, led se tvoří v pórech, které se nacházejí hlouběji pod povrchem a rozhraní mezi částí objemu obsahující led a částí dosud nepromrzlou postupuje stále hlouběji pod povrch. Při vzniku ledu v pórech je celkový objem dosud nezmrzlé vody a ledu větší než

původní objem pórů. Vzhledem k nestlačitelnosti vody je dosud nezmrzlá voda vytlačována za vzniku hydraulického tlaku, což způsobuje dilataci cementové kaše. Velikost výsledného tlaku závisí na propustnosti kaše, jejích pružných vlastnostech, dále na rychlosti zmrazování a na vzdálenosti, do které musí být voda přemístěna, aby došlo k vyrovnání tlaku. Přítomnost vzduchových dutin v cementové kaši výrazně usnadňuje toto snížení tlaku. Jak bude ukázáno později, skutečně lze mrazuvzdornost betonu zvýšit vnesením vzduchu, který pak rozptýlen v podobě vzduchových dutin vytváří rezervoáry, do nichž může voda unikat.

Hypotéza porušování betonu v důsledku hydraulického tlaku vody byla poprvé vyslovena v roce 1945 a později dále rozvíjena v padesátých letech. Podle této hypotézy vzniká hydraulický tlak okamžitě se vznikem ledu a tento tlak je hlavní příčinou dilatace v relativně pórovitých kaších, které vykazují značně vysokou rychlost tvorby ledu.

Růst ledu v kapilárách. Hypotéza porušování betonu hydraulickým tlakem zcela nevyšvětluje chování betonu při působení mrazu. Dalším pokusem o doplnění této hypotézy bylo vysvětlení, spočívající v konstatování, že porušení mrazem je z části důsledkem růstu ledu v kapilárách, přičemž voda k tomuto růstu je odnímána z gelových pórů.

Led v kapilárách je obklopen nezmrzlou vodou v gelových pórech. V rovnováze je volná energie vody v gelu, v kapilárách volné vody stejná. Při snížení teploty poklesne rychleji volná energie ledu v kapilárách než volná energie gelové vody. Rozdíl volných energií je hnací silou pro pohyb vody z gelu do kapilárních pórů. Gelová voda nabývá energetický potenciál a difunduje do kapilár, což umožňuje růst krystalů ledu. Rostoucí krystaly ledu vyzývají tlak na okolí, což má za následek vzrůst celkového objemu. Tento mechanismus je považován za hlavní příčinu dilatace v hutných kaších. V takovýchto kaších se led začíná tvořit na relativně málo místech a výsledný hydraulický tlak je příllí nízký, než aby způsobil významnou dilataci.

Podle tohoto mechanismu se růst krystalů ledu vysvětluje difúzí vody do kapilár. Difúze je pomalý časově závislý proces, a proto se dilatace neprojevuje ihned v okamžiku přerušení ochlazování, ale pokračuje ještě po určitou dobu.

Difúze vody v gelových pórech způsobuje vlastně vysušení cementové kaše, což musí vést k jejímu smrštění. U běžných kaší toto smrštění není zřetelné, neboť dilatace způsobená mrznutím je větší, než toto smrštění. U provzdušněných kaší je tato dilatace v důsledku zmrazování eliminována a smrštění je zřetelnější a je větší než teplotní kontrakce.

Tento mechanismus růstu ledu v kapilárách je analogický mechanismu vznutí půdy při působení mrazu, který rovněž byl použit k vysvětlení porušení betonu nízké kvality při působení mrazu. Vzduší zeminy je vysvětlováno makroskopickým od-

čováním (segregací) ledu. V případě, že voda zmrzne ve velkých dutinách zeminy, je voda pro další růst ledových čoček, které se vytvoří rovnoběžně s povrchem zeminy, odsávána z dosud nemrzlé půdy. Vznik a růst těchto čoček je považován za příčinu vzniku. V betonu, který byl povrchově jednostranně zmrazován, zatímco jeho spodní část byla ve styku s vodou, se rovněž tvoří ledové čočky. Toto vysvětlení nelze použít pro běžné betony, neboť jejich pevnost v tahu je mnohem vyšší, než kohezivní síly v zeminách. Nicméně se odlučování ledu v betonu považuje za možné.

Osmotický tlak. V uvedených mechanismech porušování betonu mrazem nebyla uvažována ta skutečnost, že voda obsažená v kapilárách betonu není čistá, ale jsou v ní přítomny alkalie, příp. další rozpustné látky. Na rozdíl od čisté vody zmrzne roztok alkalii za stejných podmínek pouze částečně.

V důsledku krystalizace ledu se roztok v kapilárách pórů koncentruje. Na rozdíl od těchto koncentračních změn v kapilárách se koncentrace rozpustných složek v gelových pórech nemění. Koncentrační rozdíl mezi kapilárními póry a gelovými póry má za následek difúzní tok a vyrovnání koncentrací, při tomto vyrovnání vzniká tzv. osmotický tlak, který způsobuje dilataci kaše.

Zdá se, že tento osmotický tlak není však převládajícím mechanismem při běžných podmínkách zmrazování, neboť všechna pozorování působení mrazu byla uskutečněna tehdy, když kapilární voda obsahovala pouze stopu alkalii. Může se však uplatňovat v tom případě, kdy povrchové vrstvy jsou obohaceny alkaliiemi, např. z rozmrazovacích solí. Výsledkem je pak odlupování povrchu betonu.

Difúze v důsledku poklesu relativní vlhkosti. Hnací síla transportu vody z gelu difúzí se vysvětluje podle této hypotézy poklesem relativní vlhkosti při ochlazení. Jak bylo uvedeno již dříve, voda absorbovaná v gelových pórech nemrzne při poklesu teploty pod 0 °C a zůstává v podchlazeném stavu. Kaše je při ochlazení v nasyceném stavu za předpokladu, že okolní relativní vlhkost se udržuje při 100 %. To však je možné pouze tehdy, kdy tlak vodní páry v celém systému je roven tlaku nad podchlazenou vodou. Takové podmínky však běžně nevznikají, neboť tlak par nad podchlazenou vodou je vyšší než tlak par nad ledem. Tlak par nad ledem se však zvyšuje pouze dočasně, protože vznik nových krystalů ledu snižuje tento tlak na výchozí úroveň. Je tedy relativní vlhkost nad přechlazenou vodou menší než 100 % a snižuje se s poklesem teploty. Jak se s poklesem relativní vlhkosti absorpce snižuje, tak pokles této vlhkosti nad přechlazenou vodou způsobuje zvýšení množství vody, která migruje k vnějšímu povrchu kaše. V případě, že voda dosáhne exponovaného povrchu, pak dilatace nenastává. To je průběh typický pro pomalé ochlazení, kdy se voda přemísťuje pouze na malé vzdálenosti. Jinak by voda zmrzla ve velkých pórech, což by mělo za následek dilataci.

Zajištění mrazuvzdornosti. Mrazuvzdornost betonu závisí na odolnosti

cementové kaše a kameniva proti působení nízkých teplot. Mrazuvzdornost cementové kaše samotné lze zvýšit snížením v/c a dále vnesením dostatečného množství vzduchu, které je zároveň vhodné rozděleno v prostoru tak, aby vzdálenost vzdušných dutinek byla taková, že součinitel prostorového rozložení pórů není větší než 0,20 mm.

Vliv vodního součinitele (v/c). Mrazuvzdornost obvyčejného i provzdušněného betonu se výrazně zlepšuje se snížením v/c. Tento vliv je však zřetelný teprve po snížení v/c pod hodnotu 0,45. Vzhledem k této skutečnosti se pro betony vystavené působení mrazu doporučuje maximální v/c = 0,45. Podle jiných údajů může být tato hodnota vyšší.

Vliv pevnosti betonu. Vzhledem k závislosti odolnosti betonu vůči působení mrazu na v/c je zřejmé, že betony vyšších pevností, tj. s nižším v/c lépe odolávají působení mrazu. Tato závislost je zvlášť zřetelná u betonu mladého věku.

Z toho rovněž vyplývá, že v praxi by mělo být oddáleno působení mrazu na beton co možná nejvíce. Toto oddálení by mělo být tím větší, čím vyšší je v/c.

Rychlost vývoje betonu závisí na teplotě ošetřování a je tím nižší, čím nižší je teplota. Z této skutečnosti vyplývá, že nižší teploty uložení vyžadují delší období před začátkem působení mrazu. Tento fakt se odráží i v doporučených hodnotách.

Vliv provzdušnění. Podobně jako u cementové kaše i v případě betonu zvyšuje provzdušnění jeho mrazuvzdornost. Prostorový činitel by neměl být větší než 0,20 mm. V opačném případě může mít provzdušnění záporný účinek.

V běžné praxi je však častěji stupeň provzdušnění hodnocen především z důvodu jednoduchosti podle celkového množství vneseného vzduchu a nikoliv pomocí prostorového činitele. Množství vzduchu nezbytné pro dosažení potřebného prostorového faktoru závisí za jinak podobných podmínek na množství cementu v betonu a na velikosti vzduchových dutin. Průměr vzduchových dutin se obecně nachází v rozmezí od 0,05 do 1,25 mm.

Vliv kameniva. Pórovitost kameniva, užívaného pro běžný beton, je mnohem nižší než pórovitost cementové kaše a obvykle nepřesahuje 1 %. Nicméně existují druhy kameniva, při jejichž přítomnosti se beton poruší. V tomto ohledu je nejdůležitějším činitelem stupeň nasycení kameniva, jestliže je obklopeno cementovou kaší. Nemrazuvzdorné je také kamenivo, které je nasáklé a zůstává nasyceno uvnitř hmoty betonu. Znamená to, že k působení mrazu je nejvíce citlivé kamenivo obsahující póry s rozměry dostatečně velkými, které umožňují snadný transport vody dovnitř zrn, ale rozměr pórů není ještě tak velký, aby umožnil snadný transport vody opačným směrem.

Mechanismus působení mrazu na kamenivo se liší podle specifického charakteru jeho pórového systému a dále závisí na dalších vlastnostech, jako jsou jeho pevnost a modul pružnosti. Charakter porušení závisí např. na velikosti hydraulického tlaku, který vzniká v důsledku tvorby ledu a na

jeho poměru k pevnosti kameniva. Jestliže je kamenivo dostatečně pevné, aby odolalo působení tlaku, pak se uplatní pouze pružné zvětšení objemu bez porušení kameniva. Ve většině případů však cementová kaše má pevnost menší, takže neodolá expanzním tlakům kamenných zrn. V takových případech se beton porušuje destrukcí kaše, nikoliv kameniva. V případě, že hydraulický tlak je vyšší než pevnost kameniva, nastane porušení v kamenivu a nikoliv v kaši.

Při působení mrazu se z kamenných zrn vytlačuje určité množství vody do cementové kaše. V provzdušněné kaši se hydraulický tlak uvolňuje v důsledku přítomnosti vzdušných dutin a nezpůsobuje tedy porušení betonu. V případě neprovzdušněného betonu může nastat porušení v části kaše přiléhající ke styčné spáře mezi kamenivem a kaší. V takovém případě má velký význam velikost kamenných zrn, neboť na ní závisí vzdálenost, do níž musí být vypuzována voda transportována a zároveň také tato velikost zn určuje velikost hydraulického tlaku. Jinak řečeno kamenivo lze charakterizovat určitou kritickou velikostí, při jejímž překročení nastává porušení hydraulickým tlakem v kamenivu a nikoliv v kaši přiléhající ke styčné čáře.

Kamenivo může absorbovat vodu z kaše, která ho obklopuje. Expanze v důsledku růstu ledových krystalů může pak porušit kamenivo podobným mechanismem, jaký byl uveden pro růst ledu v kapilárách cementové kaše. Tento mechanismus však nehraje významnou roli pro mrazuvzdornost kameniva.

Působení mrazu na kamenivo je mnohem komplikovanější a závisí na mnoha faktorech, které jsou v některých případech nezávislé. Z tohoto důvodu není dosud známo, jak definovat kvantitativně a kvalitativně vlastnosti kameniva tak, aby při jeho použití vznikl mrazuvzdorný beton. V předchozí části bylo ukázáno, že např. absorpce není vhodným parametrem, neboť mrazuvzdornost je mnohem více závislá na charakteru soustavy pórů, než na jejich celkovém obsahu. Z toho vyplývá, že porovnávat kamenivo může vykazovat dobrou mrazuvzdornost, jestliže póry jsou velké a hydraulický odpor při transportu vody je nízký. Jestliže jsou přítomny převážně malé póry, je tento odpor mnohem vyšší. Proto také vznikající tlaky jsou vyšší a tudíž citlivost kameniva vůči působení mrazu se úměrně zvyšuje.

Výsledek zmrazovacích zkoušek kameniva v té podobě, jak se dnes provádí, nelze použít k předpovědi, zda při použití zkoušeného kameniva vznikne mrazuvzdorný beton. Kamenivo o vysoké pevnosti nebo druhy kameniva, z nichž voda snadno migruje, obvykle dávají dobré výsledky při zmrazovacích zkouškách. Avšak pro jeho použití vzniká beton s nízkou mrazuvzdorností. Znovu je třeba poznamenat, že dosud není známa metoda, která by z výsledků zkoušek mrazuvzdornosti samotného kameniva umožnila předpověď, zda beton z tohoto kameniva vyrobený bude mrazuvzdorný. Tuto předpověď umožňuje pouze zkoušení mrazuvzdornosti provzdušněného betonu vyrobeného ze zkou-

maného kameniva. Provedení (2 + 5 % vzduchu) je nezbytné, aby vznikla mrazuvzdorná kaše a projeví se vlastnosti samotného kameniva.

Závěrem lze konstatovat, že mrazuvzdornost závisí na mnoha činitelích, avšak jako nejdůležitější z nich se jeví stupeň nasycení betonu vodou – neboť beton se porušuje mrazem pouze tehdy, je-li nasycen vodou. Dále platí také pravidlo, že čím má beton vyšší pevnost, tím je obvykle vyšší i jeho odolnost vůči působení mrazu. Měl by tedy být odolnější vůči mrazu na čerstvý beton co možná nejvíce. Dále u mrazuvzdorného betonu by se měla hodnota v/c pohybovat v rozmezí od 0,40 do 0,45. Nejdůležitějším faktorem je však obsah vzduchových dutin, a to v rozmezí od 4 do 8 %.

Vliv mrazu na čerstvý beton. Při působení mrazu na beton mladého věku může nastat jeho porušení již při jediném zmrazení. Z hlediska škodlivého účinku mrazu na beton lze rozlišovat tři stádia.

Působí-li mraz ještě do začátku tuhnutí (první stádium), chová se betonová směs podobně jako vodou nasycené zeminy – voda v něm obsažená zmrazne za celkového zvětšení objemu betonu. Vznikem ledových krystalů se oddálí od sebe pevné částice betonové směsi. Po roztání ledu se beton bez vnějšího zásahu nevrací do původního stavu. Zvrhne, ale je poróvitý a vykazuje sníženou pevnost. Směs po roztání je možno revivovat. Uvádí se, že následné tuhnutí a tvrdnutí proběhne pak bez snížení pevnosti.

Značně nepříznivě působí mraz na tuhnoucí beton (druhé stádium). Beton většinou nedosahuje dostatečné pevnosti a expanze spojené s tvorbou ledu má za následek tvorbu trhlin a ireverzibilní pokles pevnosti. Zároveň se zastavuje hydratační pochod. Následky působení mrazu závisí na dosaženém stupni hydratace cementu a pevnosti betonu (zejména v tahu), na množství vody a charakteru zmrazování. Např. silný, krátkodobý mraz v počátečním stádiu může být méně škodlivý, než slabý a dlouhotrvající mraz. Při vyšším stupni hydratace tomu však bývá již naopak.

Po skončení tuhnutí (třetí stádium) již může beton v důsledku dosažení vyšší pevnosti odolávat působení mrazu bez porušení, a to nejen v důsledku vyšší mechanické odolnosti, ale také v důsledku zrea-gování většiny zámesové vody nebo její lokalizace v gelových párech bez následné možnosti jejího zmrazení. Je však obtížné určit, kdy bylo tohoto okamžiku dosaženo. Porušování v tomto třetím stádiu závisí na obsahu vody v betonu, na jeho porózitosti a charakteru působení mrazu. Jednorázový nepřítomný účinek mrazu na beton značně klesá. Platí obecně, že čím vyšší je stupeň hydratace cementu a čím vyšší je dosažená pevnost, tím odolnější je beton k působení mrazu. Uvádí se, že beton dosahující minimální pevnost v rozmezí od 5 MPa do 14 MPa odolává působení mrazu. Dosud však nebyly zveřejněny spolehlivé údaje o pevnosti betonu, zajišťující jeho odolnost při teplotách pod 0 °C.

Z uvedeného výkladu je zřejmé, že urč-

tou roli pro odolnost mladého betonu hraje stáří betonu, v němž je vystaven působení mrazu. Doporučuje se chránit beton před působením mrazu přibližně prvních 24 hodin.

Mnohem škodlivější je působení střídavého mrazu a již několik zmrazovacích cyklů může porušit i beton, který byl ošetřováno po dobu 24 hodin.

Nepříznivé působení mrazu na mladý beton je dáno také výrazným ovlivněním soudržnosti kameniva s cementem. Podobně je nepříznivě ovlivněna i soudržnost cementu v betonu s výtluží.

V některých výzkumech bylo zjištěno, že u puco-lánového cementu je účinek časného mrazu silnější.

Chemické procesy porušování betonu [3]

Beton se v konstrukcích nachází vždy ve styku s okolním prostředím, přičemž nastává více či méně intenzivní interakce složek vnějšího prostředí se složkami betonu. Intenzita tohoto vzájemného působení prostředí a materiálu závisí nejen na chemických, ale i fyzikálních podmínkách, jako jsou teplota, tlak, rychlost proudění atd.

Chemické a fyzikálně chemické děje, při nichž se beton porušuje za současného snížení hlavních fyzikálně mechanických vlastností betonu, se souhrnně nazývají koroze betonu. Popis těchto chemických a fyzikálně chemických dějů se označuje jako chemismus koroze. Mechanismem koroze se obvykle pak rozumí vlastní degradační pochod malt a betonů.

Podle uplatňujících se pochodů a mechanismu porušování se rozeznávají tyto typy koroze:

■ Koroze I. typu

Podstatou tohoto typu je rozpouštění $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a dalších hydratačních produktů cementu. Uplatňuje se přitom rozpouštění a chemické reakce spojené s hydrolytickým rozkladem produktů hydratace cementu. Důsledkem působení těchto pochodů nastává postupný rozklad ztvrdlého cementu s následnou ztrátou mechanických vlastností. Představiteli prostředí, která tento typ koroze způsobují, jsou měkké vyluhující vody.

■ Koroze II. typu

Zde je podstatou rozklad hydratačních produktů cementu související s výměnnými reakcemi $\text{Ca}(\text{OH})_2$ za kationty agresivního prostředí. Vznikají přitom málo rozpustné nevázané hydroxidy těchto kationtů a příslušné vápenaté soli. I zde je výsledkem postupný rozklad a ztráta pojivých vlastností cementu a pevnosti betonu. Koroze tohoto typu je obvykle způsobována sloučeninami kationtů Mg^{2+} , NH_4^+ , Al^{3+} a některými dalšími, které vytvářejí slabší zásady než Ca^{2+} .

■ Koroze III. typu

Sem se řadí procesy, při nichž se v prázdném prostoru betonu vytvářejí a rostou krystalky málorozpustných produktů interakce agresivního prostředí s hydratačními produkty cementu. Při překročení kritického množství reakčních produktů spolu s lokál-

ním překročením meze pevnosti v tahu nastává místní porušení struktury s následným poklesem pevnosti. Hlavními představiteli činitelů této skupiny jsou sírany. Je však známa i koroze, vznikající při působení chloridů nebo dusičnanů.

V přírodních podmínkách se jednotlivé charakteristické typy vyskytují samostatně, ale v kombinaci a obvykle působení některého z nich převládá.

■ Koroze I. typu

Koroze prvního typu se uplatňuje zvláště u tlakových konstrukcí, případně konstrukcí tenkostěnných.

Za přítomnosti solí, které nereagují s hydratačním cementem, se zvyšuje rozpustnost hydratačních produktů slínkou a urychluje se tak rychlost koroze.

Nejsnáze rozpuštěnou složkou hydratačního cementu je hydroxid vápenatý, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, jehož vyluhování má za následek hydrolyzu produktů hydratace cementové slínkou. Přitom nastává nejdříve rozklad vysoce bázičických sloučenin typu hydroxilikátů vzniklých hydratací trikalci-um a dikalcium silikátů – C_3S a C_2S . Pak následně rozklad dalších nízkobázičických sloučenin. Vyluhování $\text{Ca}(\text{OH})_2$ z betonu se zvyšuje jeho poróznost a zároveň se snižuje pevnost pojivé složky betonu. Obvykle se uvádí, že při vyloužení 33 % CaO nastává rozrušení betonu. Rychlost koroze I. typu je přímo úměrná rychlosti proudění vody, omývající beton. Toto má však pouze omezenou platnost. Při velkých rychlostech proudění vody závisí intenzita vyluhování již více na rychlosti transportu Ca^{2+} k povrchu betonu.

Podobný vliv na průběh pochodů koroze I. typu má chemické složení vodního prostředí obklopujícího beton. Přítomnost solí v tomto vodním prostředí, a to i těch, které se složkami hydratačního cementu nereagují, ale zvyšují iontovou sílu roztoku, zintenzivňuje vyluhování CaO . Na druhé straně však rychlost vyluhování je snížena za přítomnosti vápenatých solí (např. $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ a CaCO_3). Proto karbonatizace betonu působí příznivě při korozi I. typu.

Odolnost betonu proti korozi I. typu závisí rovněž na chemickém složení použitého cementu. Obecně platí, že vyšší obsah vysoce bázičických sloučenin (C_3S , C_2S) v cementu snižuje jeho odolnost v tomto případě, jestliže porušení nastává především v důsledku rozpouštění jeho složek.

Z uvedeného vyplývá, že odolnost betonu lze zvýšit vnesením aktivní hydraulické přísady (např. trasu ap.), která je schopna vázat $\text{Ca}(\text{OH})_2$ za vzniku méně rozpustných sloučenin, čímž se snižuje stupeň vyluhování CaO . Je třeba uvést, že puco-lánový cement je stálejší při korozi I. typu v tom případě, jestliže je vyloučeno současné působení mrazu a vody. Ke zvýšení odolnosti betonu proti korozi I. typu lze učinit tato primární ochranná opatření: – zhotovit beton se zvýšenou hutností, – zajistit zámešnou nebo přirozenou karbonizaci povrchové vrstvy betonu, – použít speciální cementy,

■ Koroze II. typu

Při korozi II. typu se porušují povrchové vrstvy hydratovaného cementu a v některých případech reagují s vnějším prostředím zrna nehydratovaného cementu. Produkty interakce dostatečně nezabraňují, v důsledku jejich relativně vysoké pórovitosti, přispívají dalšího množství agresivních složek vnějšího prostředí. Nevýkazy rovněž dostatečně vysokou mechanickou pevnost, takže se poměrně snadno uvolňují z původního povrchu a obnažují tak stále hlubší vrstvy betonu vůči působení vnějšího prostředí.

Jedním z reprezentantů tohoto typu koroze je koroze uhlíčitá, vyvolávaná za určitých podmínek agresivním oxidem uhlíčitým. Působení na vápno agresivní formy CO_2 spočívá v tom, že tato složka podzemních vod reaguje s $\text{Ca}(\text{OH})_2$ v betonu. V důsledku tohoto působení vzniká nejprve uhlíkatý vápenatý – CaCO_3 , který se v dalším stadiu přeměňuje na snadno rozpustný hydrogenuhlíkatý vápenatý – $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Ten je pak z betonu transportován buď difúzí nebo přímou výměnou roztoku v kapilární soustavě.

Po vymizení $\text{Ca}(\text{OH})_2$ nastupuje hydrolytický rozklad kalciumsilikáthydrátů, jehož výsledkem je gel SiO_2 . Působení agresivního CO_2 se však neomezuje jen na uvedené složky hydratovaného cementu. Za vhodných podmínek může totiž agresivní CO_2 reagovat i s přítomnými kalciumalumináthydráty, především s $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 19\text{H}_2\text{O}$ nebo kalciumalumináterihydráty, a to za vzniku karbonátových komplexů typu $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{CaCO}_3 \cdot 1-n\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$. Vyluhování $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a hydrolytický rozklad kalciumsilikáthydrátů jsou doprovázeny postupným zvyšováním pórovitosti ztvrdělého cementu a postupným rozpadem jeho struktury. V důsledku toho lze u zkušebních těles pozorovat výrazný pokles pevnosti a dále pokles hmotnosti.

Důležitou informací, umožňující volbu účinných ochranných opatření v uhlíkatém prostředí je údaj o rychlosti, s jakou uhlíčitá koroze v betonu probíhá. Rychlost uhlíčitě koroze je podobná jako u ostatních typů koroze výsledkem spolupůsobení více faktorů. Rozhodujícím činitelem je tu koncentrace na vápno agresivního CO_2 a dále množství agresivní vody, která vstoupí ve styk s jednotkou povrchu či objemu betonu za jednotku času.

Vlastní odolnost betonu proti korozi agresivním CO_2 závisí především na celkové pórovitosti betonu a jejím charakteru. Méně již závisí na druhu použitého cementu, na obsahu cementu v objemové jednotce betonu, na čase, příp. dalších činitelích.

Dalším představitelem betonu II. typu je hořecí koroze, která patří mezi nejnebezpečnější, i když její výskyt není v praxi častý. Chemismus a mechanismus této koroze jsou dnes rovněž v zásadě známy. Příčinou je zde výměna $\text{Ca}(\text{OH})_2$ za velmi málo rozpustný brucit – $\text{Mg}(\text{OH})_2$. Z naznačeného schématu hořecí koroze je zřejmé, že jako nejméně odolné se budou chovat cementy portlandské, zatímco cementy puzolánové budou relativně

odolnější. Ke zvýšení odolnosti betonu proti tomuto typu koroze lze zásadně použít tato primární ochranná opatření:

- vyrobí beton se zvýšenou hutností,
- použít správný druh cementu.

■ Koroze III. typu

Hlavním představitelem koroze III. typu je koroze síranová. Mechanismus a podmínky jejího vzniku jsou dnes v zásadě již objasněny. V podstatě lze rozlišit dva základní typy síranové koroze:

- korozi sídrovovou, jejíž příčinou je vznik dihydrátu síranu vápenatého, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ při reakci síranových iontů a Ca^{2+} přítomnými v cementové kaši
- korozi sulfoaluminátovou, způsobenou tvorbou kalciumsulfoaluminátu, etringitu, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$, při interakci síranového roztoku s hydratačními produkty kalciumaluminátů, především s CAH_{13} , příp. CAH_{19} a CA_2H_8 .

Vznik sídrové ve ztvrdlém cementové kaši je provázen zvýšením objemu přibližně o 100 %, neboť molární objem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ je $33,2 \text{ cm}^3$ a $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ je přibližně 74 cm^3 . Vzhledem k větší rozpustnosti CaSO_4 se předpokládá, že k tzv. sídrové korozi může dojít až po předcházející korozi sulfoaluminátové, tj. za podmínek, za nichž se už nevytváří etringit. Uvádí se, že sídrová koroze je převažujícím typem síranové koroze pouze tehdy, když na hydratovaný cement působí roztoky s koncentrací nad $5000 \text{ mg SO}_4/\text{l}$. Ve ztvrdlém cementové kaši se však za přítomnosti volného $\text{Ca}(\text{OH})_2$ výrazně snižuje. Z toho důvodu nelze obecně vyloučit vznik sídrové koroze již při nižších koncentracích SO_4 zároveň se sulfoaluminátovou korozi nebo dokonce ještě před jejím vznikem.

Koroze sulfoaluminátová je nejčastějším typem síranové koroze. Vzhledem k tomu, že molární objem hydratovaných kalciumaluminátů vstupujících do reakce se síranu, CAH_{13} příp. CAH_{19} a CA_2H_8 je přibližně 277 , příp. 371 a 183 cm^3 a molární objem etringitu je asi 725 cm^3 , znamená vytvoření této komplexní soli zvýšení objemu o více než 200 %. V důsledku působení síranového roztoku na hydratovaný cement nastává obvykle počáteční zvýšení pevnosti, po kterém zpravidla následuje její trvalý a rychlý pokles za současného vzniku trhlinek a konečné rozpadu. Tento časový vývoj změn mechanických vlastností se vysvětluje počátečním zvýšením hutnosti v důsledku vytváření krystalických novotvarů v kapilárách. Po překročení kritického objemu vytvořených novotvarů se lokálně zvýší napětí a po překročení pevnosti v tahu vznikají trhlinky, což se projevuje ve snížení pevnosti.

S ohledem na uvedený průběh síranové koroze podávají věrohodný obraz o síranové odolnosti těles uložených v síranovém roztoku pouze dlouhodobé zkoušky, probíhající nejméně až do počátku poklesu pevnosti.

Prakticky významným poznatkem je to, že rychlost porušování zkušebních těles je v případě síranové koroze úměrná rychlosti interakce síranových iontů s

cementem a produkty jeho hydratace. Touto interakcí vznikají především etringit a sídrovec. Jejich vzájemný poměr má na porušování pravděpodobně až druhotný vliv a jako rozhodující se jeví celkový objem, příp. vyjádřený jako celkové množství vázaného SO_3 v cementové kaši.

Tradičně je ještě dosti rozšířen názor, že přítomnost vyšších obsahů chloridových iontů v síranových vodách snižuje jejich účinné působení a zpomaluje průběh síranové koroze. Výsledky novějších experimentálních prací a i některé praktické zkušenosti však prokázaly opak. Bylo zjištěno, že přítomnost chloridů v síranových roztocích a zejména současná přítomnost chloridových a hořecí koroze iontů zvyšuje výrazně jejich agresivitu. Z toho vyplývá praktický závěr, že při hodnocení agresivity síranových roztoků je nezbytné brát tuto skutečnost v úvahu.

Zjištěno bylo, že přítomnost chloridových iontů v síranových roztocích nemění podstatněji chemismus a mechanismus jejich korozivního působení, ale ovlivňuje pouze jeho intenzitu. Za současně přítomnosti hořecí koroze iontů v kombinovaném síranovo-hořecím roztoku probíhá i hořecí koroze.

Významnou charakteristikou procesu koroze betonu je její rychlost. Tato rychlost je závislá na řadě faktorů, jejichž vliv je dán jednak vlastnostmi betonu a charakterem konstrukce, jednak typem a podmínkami působení daného agresivního prostředí.

Jako faktory ovlivňující významně rychlost koroze, dané vlastnostmi betonu a charakterem konstrukce, lze v první řadě uvést složení, vlastnosti a strukturu ztvrdlém cementové kaše v betonu, celkovou pórovitost betonu a její charakter, velikost, stav a vlastnosti stýčného povrchu betonu s agresivním roztokem.

Ve druhé skupině faktorů charakterizujících působení agresivního prostředí lze zahrnout především druh agresivity, koncentraci agresivních složek a množství agresivního roztoku. Výrazně se rovněž uplatňuje i propustnost okolního prostředí, rychlost pohybu roztoku, tlak působícího roztoku, jeho teplota a spolupůsobení některých fyzikálních a mechanických činitelů.

Koroze výztuže

PODSTATA A PŘÍČINY KOROZE

Na trvanlivost vyztužených betonových konstrukcí má velký vliv koroze výztuže, neboť snižuje soudržnost, nepříznivě působí na okolní beton a oslabuje vlastní průřez výztuže.

Podle vnějších příčin lze rozlišovat elektrochemickou korozi, k níž dochází, vznikne-li korozní články, tj. galvanický článek tak velké elektromotorické síly, že vyvolává korozi. Anoda a katoda galvanického článku jsou spojeny jednak kovem a jednak vodivým elektrolytem. Na anodě probíhá proces oxidace, na katodě redukce. Kov na anodě je napadán korozi a jeho ionty přecházejí do elektrolytu. Rozdílné potenciály anody a katody, nutný pro vznik galvanického článku, může být

vyvolání přítomnosti dvou různých kovů v elektrolytu. Železo se stává anodou, je-li druhý kov elektrochemicky ušlechtlejší, tj. s vyšším standardním potenciálem (např. měď, olovo), a katodou, je-li druhý kov méně ušlechtilý (např. zinek, hliník). Obdobný jev může nastat mezi železem a jiným kovem obsaženým ve výztuži, mezi výztužemi různého chemického složení nebo mezi železem a jeho oxidy obsaženými v ochranné vrstvě. Rozdíl potenciálu mohou vyvolat i rozdíly napjatosti téhož kovu; více napjatý kov se stává anodou. Příčinou galvanického článku může být i nehomogenní složení a koncentrace elektrolytu. Elektromechanickou reakcí mohou způsobit též bludné proudy, které vstupují do konstrukce z rozvodné sítě, např. pro nedokonalou izolaci.

PRŮBĚH KOROZE A ČINITELÉ JEJ OVLIVŇUJÍCÍ

Při korozi ocelové výztuže v betonu probíhá elektromechanická reakce v elektrolytickém prostředí vlhkého betonu. Na anodě se z výztuže odlučují ionty železa a přecházejí do elektrolytu (obr. 55).

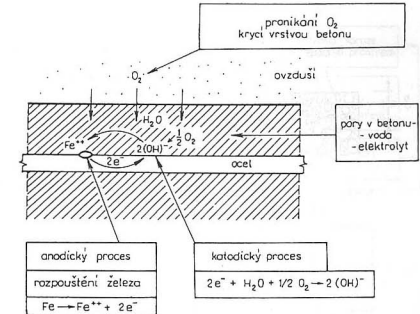
Koroze zabudované výztuže probíhá ve vlhkém prostředí, které působí jako elektrolyt. Na povrchu výztuže vznikají místa s rozdílným potenciálem. Procesy na anodě a katodě probíhají současně a na sobě závisle. Omezí-li se jeden proces, postup koroze se zpomalí nebo zastaví. Je-li proces na anodě ukončen, železo nabývá pasivního stavu. Reakce (obr. 55) probíhají na styku výztuže a elektrolytu. Z iontů Fe^{2+} a OH^- se v elektrolytu vytváří rez, která se ukládá na povrchu výztuže. Souvislý povlak těchto produktů koroze na výztuži zvyšuje polarizaci, působí jako ochranná vrstva brzdící další průběh koroze a zajišťující pasivaci, kterou lze podpořit inhibitory.

Elektrochemické podmínky, za kterých železo přechází do elektrolytu a stává se pasivním, udává Pourbaixův diagram (obr. 56). Podle potenciálu U železa v elektrolytu a podle hodnoty pH elektrolytu při dané teplotě se v diagramu rozeznávají čtyři oblasti:

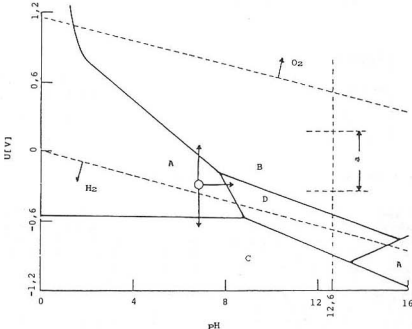
- A. oblast koroze,
- B. oblast pasivace (vznik Fe_2O_3),
- C. oblast imunity,
- D. oblast pasivace (vznik Fe_3O_4).

V oblasti A přechází železo do elektrolytu v kyselém ($pH < 7$) nebo zásaditém prostředí ($pH > 7$) – probíhá rovnovážná pasivace. V oblasti B a D je pasivace zajištěna vrstvou oxidů. Pokud se v oblasti B naruší ochranná vrstva oxidů, např. působením chloridů, probíhá důlková koroze. V oblasti C koroze výztuže neprobíhá. U předpínací výztuže napnuté na velké napětí může v oblasti C redukce vodíku na katodě způsobit pronikání iontů vodíku do výztuže a vyvolat katodickou mezikrystalovou korozi (tzv. vodíkovou korozi). Vznik vodíku může způsobit též zmenšení soudržnosti mezi betonem a výztuží. Zdá se, že v oblasti D může probíhat mezikrystalová koroze předpínací výztuže, protože tato oblast leží částečně v oboru, kdy se z vody uvolňují ionty H^+ .

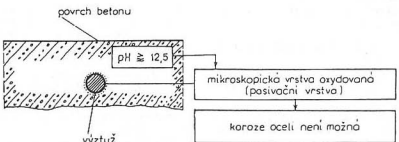
Pokud došlo u výztuže ke korozi, je



Obr. 55 • Schematické znázornění procesů koroze výztuže [3]



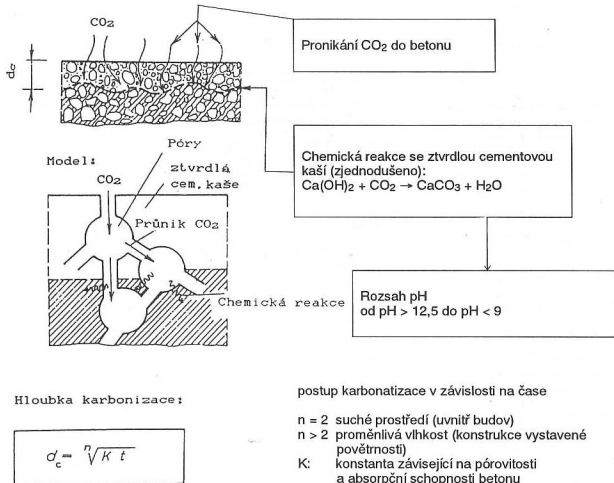
Obr. 56 • Pourbaixův diagram [3]



Obr. 57 • Schematické znázornění pasivace výztuže v betonu [1]

možné změnou potenciálu a pH další korozi zabránit. Např. u výztuže v oblasti A v podmínkách daných kroužkem je možné příslušným zvětšením nebo zmenšením

potenciálu zajistit oblast B nebo C a zvětšením pH oblast D nebo B. V důsledku hydratace složek cementu vzniká v betonu alkalické prostředí s pH 11



Obr. 58 • Schéma pronikání CO₂ do betonu a zjednodušený mechanismus a kinetika karbonizace [1]

12,5, které v obvyklých případech zajistí imunitu nebo pasivaci. V případě imunity nemůže ke korozi dojít. Pasivace je způsobena tím, že je výztuž pokryta vrstvou oxidů, které jako inhibitor brání korozi výztuže (obr. 57).

Při povrchu betonu se Ca(OH)₂ působením CO₂ a vody z ovzduší mění na CaCO₃, tj. probíhá karbonizace betonu. Při pokročilé karbonizaci se pH zmenšuje. Pasivace výztuže se může zrušit, dosáhne-li karbonizace k výztuži, takže je tam prostředí s pH ≤ 9. K tomu dojde, je-li vrstva betonu kryjící výztuž tenká a nedostatečně zhutněná (obr. 58).

DRUHY KOROZE VÝZTUŽE A JEJICH DŮSLEDKY

U ocelové výztuže v betonu přichází z úvahy rovnoměrná, důlková a mezikrystalová koroze.

Rovnoměrná koroze se projevuje na povrchu výztuže plynule a způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže. Se zmenšováním průřezu výztuže se zmenšuje síla, kterou je výztuž schopna přenést. Zplodiny koroze se shromažďují na povrchu výztuže a jejich objem je větší než objem železa, z kterého vznikly. Na styku výztuže a betonu proto působí napjatost –

vnitřní pnutí, které v krajním případě vede k odtržení betonu kryjícího výztuž, a to zejména v rozích průřezu konstrukce a při vyztužení vložkami velkého průměru. Obnažená výztuž je pak vystavena současně chemické korozi, probíhající v prostředí s nízkým pH. Důsledkem rovnoměrné koroze je zmenšení podílu výztuže na nosné funkci konstrukce, tj. zmenšení meze vzniku trhlin, meze vzniku únosnosti a tuhosti konstrukce.

Důlková koroze se projevuje v místech narušení ochranné vrstvy výztuže. Ta se mohla narušit např. působením chloridů (obr. 59) apod. Protože anoda má v místě narušení ochranné vrstvy malý rozsah, postupuje důlková koroze rychle do hloubky výztuže, oslabuje její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky důlkové koroze jsou stejné jako důsledky rovnoměrné koroze. Kromě toho důlková koroze způsobuje zmenšení odolnosti výztuže při namáhání na únavu.

Mezikrystalová koroze se projevuje mezi krystaly napnuté předpínací výztuže. Jejím důsledkem jsou trhliny ve výztuži a náhlé porušení výztuže. Pro narušení nosné funkce a trvanlivosti je tato koroze nejnebezpečnější. Rozenzává se anodická a katodická mezikrystalová koroze. Anodická

koroze je doprovázena oxidací železa a vyskytuje se např. působí-li na výztuž chloridy, vytvoří-li se galvanický článek mezi železem a jiným elektrochemicky ušlechtlejším kovem, který má vyšší standardní potenciál (např. měď) a poruší-li se lokálně nepropustný povlak (např. pryskyřice), který má pasívně chránit výztuž před přístupem korozivních činitelů. Katodická koroze probíhá bez oxidace železa. Způsobují ji ionty vodíku, které na katodě pronikají mezi krystaly ocele a které při změně v molekuly za velkého tlaku zvětšují objem, takže v oceli vzniknou trhliny. Tato koroze se vyskytuje např. je-li na styku s ocelí sirovočín, z něhož se na katodě uvolňují ionty vodíku, vytvoří-li se galvanický článek mezi železem a jiným kovem (např. zinkem a hliníkem) a poruší-li se lokálně povlak zinku, chránící výztuž před rovnoměrnou korozi. Proniknutí iontů vodíku mezi krystaly ocele usnadňuje křehkost, vnitřní pnutí, vruby, důlková koroze a zakalení ocele.

Korozi podporují tyto činitelé: náchylnost předpínací výztuže (zejména ušlechtlejší ocele) ke korozi, obsah siřičitanů, siřičitanů a chloridů v betonu, nedostatečná alkalita betonu (zejména při použití hlinitanového cementu), malé krytí výztuže betonem,

nedokonalé zhutnění krycího betonu a betonu spar dělených konstrukcí, nedokonalé zainjektování kabelových kanálků, trhliny v krycím betonu, přímý vliv škodlivého prostředí (vlhkosti, sirovodíku, dusičnanů apod.). Koroze je důsledkem působení několika činitelů současně. Obvykle se projeví ve vlhkém prostředí, pokud má k výztuži přístup kyslík a chemický vliv.

Klasifikace a hodnocení agresivity prostředí

Pro vznik a vývoj porušení betonu a železobetonu je nezbytná interakce mezi materiálem konstrukce a prostředím. Tato interakce závisí na typu, intenzitě materiálových vlastností, zejména na permeabilitě, dále na tvaru konstrukce a v neposlední řadě na pozici výztuže a na typu a agresivitě prostředí.

Atmosférické klima prostředí obklopujícího konstrukci neovlivňuje příliš porušování. Rozhodující vliv má lokální klima ve vzdálenosti několika metrů od povrchu konstrukce nebo mikroklima ve vzdálenosti několika milimetrů nebo centimetrů. Významné je rovněž prostředí obklopující základy konstrukce nebo podzemní části konstrukce.

Prozatím však neexistují obecně přijaté zásady pro klasifikaci prostředí s ohledem na stupeň agresivity vůči betonu. Pro příklad uvidíme klasifikaci, kterou obsahuje CEB-FIP Model Code z r. 1978. Podle tohoto dokumentu lze prostředí třídit takto:

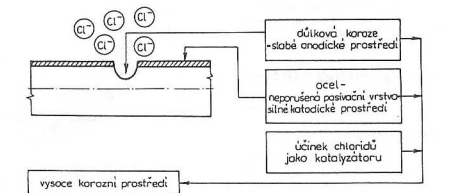
- a) slabě agresivní
 - vnitřní prostory obytných nebo kancelářských budov,
 - prostory, kde se vysoká vlhkost vyskytuje pouze po krátkou dobu (např. RV přesahující 60 % po dobu kratší než 3 měsíce během jednoho roku)
- b) mírně agresivní
 - vnitřní prostory budov, kde vlhkost je vysoká nebo tam, kde je nebezpečí dočasné přítomnosti korozivních par
 - tekoucí voda
 - zemědělská nebo městská atmosféra bez silné kondenzace agresivních plynů
 - běžné půdy
- c) silně agresivní
 - kapaliny obsahující kyseliny, soli, nebo voda s vysokým obsahem kyslíku
 - korozivní plyny nebo zvláště korozivní půdy
 - korozivní průmyslové nebo mořské klima

Toto rozdělení může být orientačním vodítkem při hodnocení rizika porušení, jestliže je předmětná konstrukce vystavena působení agresivního prostředí.

Hodnocení stupně napadení

Existuje řada postupů, destruktivních i nedestruktivních, které bývají používány k hodnocení stupně napadení povrchových vrstev betonu útočnými činiteli vnějšího prostředí. Jsou předmětem jiných publikací a nebudou zde pro omezený rozsah uvedeny.

Pozornost bude soustředěna zejména na



Obr. 59 • Schematické znázornění důlkové koroze výztuže [1]

problém hodnocení stupně napadení betonových konstrukcí chloridy ve vztahu ke korozi výztuže a to proto, že jak v tuzemské, tak i zahraniční literatuře i standardech lze nalézt řadu nepřesností.

V předchozím textu byly naznačeny podmínky, při nichž může nastat koroze výztuže.

Jedním z případů je koroze za přítomnosti chloridových iontů, která se označuje jako koroze důlková podle lokálního vzniku prohlubní - důlků na povrchu výztuže. Důsledkem vzniku důlků je podstatná místní redukce plochy profilu výztuže se všemi z toho vyplývajícími negativními důsledky, zejména u výztuže předpjaté.

Znázornění vzniku důlkové koroze je schematicky uvedeno na obr. 59.

Chloridové ionty mohou být v betonu přítomny v různých formách:

- volné chloridové ionty, tj. obsažené v pórové kapalině,
- chloridy vázané na povrch hydratačních produktů,
- chloridy vázané v hydratačních produktech cementu.

Rozdílnému způsobu vázání chloridových iontů odpovídají rozdílné způsoby analytického stanovení. Chloridy volné a chloridy vázané na povrch hydratačních produktů lze stanovit jako chloridy ve vodě rozpustné, celkové množství chloridů v betonu jako chloridy rozpustné v kyselině dusičné. Ve vodě rozpustné chloridy tvoří asi pouze 50 až 85 % obsahu chloridů rozpustných v kyselině dusičné.

Vzájemné zastoupení množství rozdílně vázaných chloridů závisí na vazebné kapacitě cementové kaše. Vysoká vazebná kapacita znamená, že pouze jen malá část z celkového množství chloridů se nachází v pórové kapalině a tedy potenciálně může způsobit korozi výztuže ocele.

Předpokládá se, že přibližně 0,4 % chloridů (vztaženo na hmotnost cementu) může zreagovat s C_3A za vzniku tzv. Friedelovy soli, kalciummonochloralumináthydrátu $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$. Nicméně i za tohoto stavu existuje určité množství volných chloridů v pórové kapalině a to i při koncentracích nižších než 0,4 %.

Množství vzniklé Friedelovy soli nezávisí na koncentraci chloridových iontů v kaši a závisí tedy na množství C_3A v dosud

nezhidratovaných cementových zrnech.

Podstatná je skutečnost, že chloridové ionty pronikající do již zhydatovaného cementu nereagují s komplexními solemi - kalciumalumináthydráty nebo ettringitem, které vznikly při hydratačních reakcích. Reagují však s C_3A v dosud nezhidratovaných cementových zrnech a dále se adsorbují na povrchu kalciumsilikáthydrátů.

Především je zde nezbytné, v souvislosti s problematikou stupně vázání chloridů, rozlišovat případ, kdy chloridy byly do betonové směsi vneseny jako přísada při výrobě betonu, někdy jsou nazývány jako chloridy „vnitřní“, a případ, kdy chloridy pronikají do betonu následně, po jeho ztvrdnutí, označované jako chloridy „vnější“.

Se způsobem vnesení chloridů do betonu souvisí pak i možnost jejich imobilizace v podobě komplexních sloučenin a také i možnost dosažení limitu kritického množství.

Lze konstatovat, že norma ČSN 73 2401 se vztahuje pouze na první z uvedených případů, tj. na obsah chloridů „vnitřních“ a neřeší případ, kdy chloridy vnikají do betonu následně.

Jeví se proto jako nezbytné posuzovat případy konstrukcí kontaminovaných chloridy ve smyslu zahraničních kritérií.

Pro vznik chloridové koroze výztuže musí být dosaženo tzv. kritického množství na rozhraní výztuže a betonu. Kritickým množstvím se obvykle rozumí koncentrace chloridů na povrchu výztuže při jejímž překročení nastává riziko koroze. Kritické množství se však podle různých předpisů značně liší.

Je tomu tak mj. i proto, že lze obtížně stanovit obecně platný limit pro kritický obsah chloridů [1].

V případě, že beton není zkarbonatizován, lze přijmout pro posouzení možnosti korozního napadení hranici, při níž je obsah chloridů roven hodnotě 0,4 % Cl^- vztaženo na hmotnost cementu v betonu. Z obr. 60 je však zřejmé, že kritická hranice obsahu chloridů může být též značně vyšší nebo i nižší v závislosti na rozdílných podmínkách působení. Vzhledem k tomu, že předpíací ocel je většinou náchylnější ke koroznímu napadení a vzhledem k tomu, že většinou v konstrukci působí při napětích

výšších než 0,5 meze pevnosti, doporučuje se pro předpětá konstrukce snížit hranici obsahu chloridů na hodnotu 0,2 % Cl vztaženou k hmotnosti cementu v betonu.

Sanace porušeného betonu

V případě, že není nezbytné zpevnění konstrukce, pak se obvykle provádějí tyto druhy oprav:

- opravy povrchů,
- opravy zkorodované výztužné oceli (ochranným prostředkem nebo náhradou výztuže).

OPRAVY POVRCHŮ

Příprava povrchů před opravou

Těto přípravné etapy je nezbytné věnovat mimořádnou pozornost, protože na ní závisí trvanlivost opravy.

V zásadě je třeba odstranit všechny porušené nebo chemicky napadené části betonu a to tak, aby byl obnažen dosud neporušený beton. Toto lze dosáhnout v zásadě mechanickými, termálními příp. chemickými postupy. Zvláštním případem je pak odstranění chloridů z povrchových vrstev betonu [2].

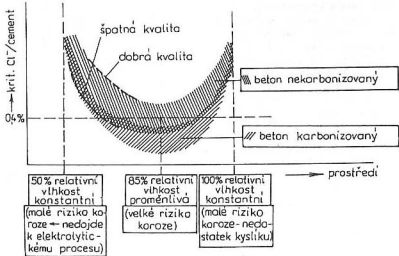
Výběr vhodné metody závisí na dané situaci, zejména na rozsahu a tloušťce vrstvy betonu, kterou je třeba odstranit a zároveň na typu a lokalizaci poruchy v konstrukci.

■ **Mechanické metody.** Obecně jde o relativně intenzivní spolehlivé a rychlé postupy, využívající nejčastěji ruční nářadí (kladivo, špičeka apod.). Doprovoďným jevem je však vznik prachu, hluk, vibrace, které v některých případech nejsou žádoucí a někdy jsou dokonce zakázány. Je třeba mít rovněž na zřeteli, že u betonu, u něhož je podezření na kontaminaci radioaktivními látkami je třeba vytvořit zvláštní ochranná opatření.

Po mechanickém odstranění porušených částí betonu se prach a jemné částice betonu musí v zóně povrchu před aplikací nového materiálu spolehlivě odstranit. To lze zajistit vysáváním povrchu nebo jeho čištěním tlakovým vzduchem (zde je třeba zajistit, aby vzduch neobsahoval olejové kapky unášené z kompresoru). Pro čištění povrchu je rovněž možno použít ostříhování tlakovou vodou, avšak jen tehdy, když vlhčený povrch betonu není na závadu pro následné operace. Tento "mokvý" postup lze rovněž použít v případech, kdy je k dispozici dostatečně dlouhá doba během níž se povrch opět vysuší.

■ **Rozpojování betonu trhavinami, štípnutím a drcením.** V případě, že je nutné odstranit větší objemy betonu, lze použít uvedených demoličních postupů. Pro tyto práce existují a jsou i v ČR dostupné materiály a zařízení, např. japonského původu a pod. Práce s trhavinami vyžaduje speciální bezpečnostní opatření. Proto je účelné upozornit na skutečnost, že rozpojování betonu lze provádět bez použití trhavin pomocí speciálních chemických prostředků [4].

■ **Rozpojování betonu vrtáním a řezáním.** Předností těchto postupů rozpojování



Obr. 60 • Kritický obsah chloridů v závislosti na stavu betonu [1]

jsou relativně malé vibrace. Při použití řezání vodním paprskem je zamezeno vzniku prachu a hluk a vibrace jsou výrazně potlačeny.

■ **Odsekání betonu.** V případě, že objem betonu, který má být odstraněn je malý, je účelné použít odsekání elektrickými kladivky, kladivky hydraulicky nebo jednoduše sekáčkem. Při tomto postupu vzniká určité nebezpečí, že se pronikne hlouběji do betonu a odstraní se tak více betonu, než by bylo zapotřebí, což se následně projeví ve větší spotřebě materiálů na opravy a tedy i v ekonomii oprav. Je zřejmé, že nesmí být přitom poškozena dosud neporušená výztuž. To platí zvláště v případě výztuže předpětá.

■ **Otryskání pískem.** Tento postup spočívá v otryskání poškozené části betonu proudem vzduchu obsahujícím pískovou zrna. Je to postup relativně šetrný a to je mj. příčina, proč je často používán. Není však ekonomicky tam, kde je nezbytné odstranit vrstvy betonu tlustší než 5 mm. Je vhodný například pro zdrsnění povrchu odstranění znečištění a vrstev cementové kaše (tzv. "mléka") a pro odstranění uvolněných částic, (např. následně po odsekávání porušeného betonu, kdy na povrchu mohou ulpávat uvolněné částice). Znaménkem nedostatkem této metody je velká prašnost, která např. z ekologických důvodů může být důvodem, pro který v některých případech nelze tuto metodu použít. Některá zařízení pro otryskání pískem jsou vybavena tak, že vzniklou prachu je zabráněno odsáváním nebo se paprsek proudí vzduchem s pískem zvlhčuje vodou (tzv. mokré otryskání).

■ **Otryskání vodním paprskem.** V tomto případě lze vodním paprskem v tlaku 10 až 40 MPa odstranit např. uvolněné částice betonu, příp. i možné vrstvy vegetace na povrchu betonu. Tuto metodu nelze použít pro zdrsnění povrchů. Její předností, např. ve srovnání s metodou otryskání pískem, je to, že nevzniká prach.

■ **Vysokotlaké otryskání vodním paprskem.** Při této metodě se používá vodní paprsek dosahující tlaku 40 až 120

MPa. Tato metoda je velmi účinná pro oddělování např. velmi pórovitých míst betonového povrchu, dále míst s trhlinami a uvolněných vrstev. Při používání značně vysokém tlaku vodního praku nelze u této metody dosáhnout rovnoměrnou drsnost.

■ **Řezání vodním paprskem.** Uskutečňuje se vodním paprskem o tlaku 140 až 240 MPa. Metoda nevykazuje vibrace. Je však třeba mít na zřeteli, že beton se provlhně do značné hloubky. Beton o značné pevnosti lze řezat touto metodou, jestliže se k vodnímu paprsku přimísí křemenný písek.

■ **Otryskávání ocelovými broky.** Povrch betonu se rozbíjí abrasivním účinkem ocelových broků dopadajících velkou rychlostí na beton. Předností metody je, že vzniká jen velmi málo prachu. Účinností složitostí je, že použití ocelové broky je nezbytné čistit a oddělovat od abraďovaného betonu.

■ **Otryskání parou.** Tato metoda se používá pro čištění betonových povrchů, přičemž se přimísí do vody pro výrobu páry čisticí prostředky. Nedocílí se odstranění betonu.

TERMÁLNÍ METODA

Při této metodě se povrch betonu zahřívá acetylenovým plamenem na teplotu asi 1500 °C tak, aby se vyvolal tepelný šok. Toto rychlé zahřívání má za následek odlupování částí nebetonového povrchu v důsledku rozdílných tepelných součinitelů roztažnosti částic kameniva a hydratovaného cementu, které vedou k značným napětím uvnitř betonu.

Hloubka průniku čela teplotní fronty se špatně reguluje, a proto po uskutečnění termického odstranění povrchové vrstvy se doporučuje pro odstranění posledních vrstev použít ještě mechanický způsob odstranění betonu.

Je to metoda jejíž použití si vyžaduje značnou zkušenost.

CHEMICKÉ METODY

Pro odstranění porušených vrstev betonu je možno v některých případech použít i působení kyselin. Vzhledem k možnosti vzniku nebezpečí koroze výztuže nemůže být metoda použita vždy pro vyztužení a předpjatý beton a obecně není pro opravy doporučována.

ODSTRANĚNÍ CHLORIDŮ Z POVRCHOVÉ VRSTVY BETONU

V případě, kdy železobetonová konstrukce je v povrchových partiích kontaminována chloridy, vzniká za určitých okolností riziko koroze výztuže. V současné době není známa spolehlivá metoda s jejíž pomocí by se chloridy převedly na nerozpustné sloučeniny a tímto způsobem by se tak snížilo riziko koroze výztuže.

• Mechanické odstranění povrchové kontaminované vrstvy

Tato metoda je účinná, ale je značně pracná a nelze ji vždy použít. Proto se zkoušelo použít nedestruktivních metod k odstranění kontaminované vrstvy.

• Ošetření kontaminovaného povrchu vodou

Tato metoda spočívá v omývání povrchu vodou, přičemž se předpokládá, že se chloridy budou z betonu postupně vymývat. Zkoušky však ukázaly, že obsah chloridů ve v povrchové vrstvě opravdu snižuje, avšak zvyšuje se ve vrstvách betonových hlouběji pod povrchem. Tím se riziko koroze výztuže opět zvyšuje. Nelze proto tuto metodu doporučit.

• Ošetření vápenným mlékem

Jde o variantu předchozího postupu, přičemž je místo vody použito vápenného mléka. Lze rovněž použít místo vápenného mléka vápennou kaši. Metoda je však značně časově náročná, což je dáno především nízkou rychlostí transportu chloridových iontů z betonu. Laboratorními zkouškami bylo dále prokázáno, že množství chloridů, které přechází do sanační vápenné vrstvy je velmi malé. Vzhledem k tomu, že i zde se používá vodná suspenze, a tedy je kontaminovaný povrch nasycený vodou, vzniká nebezpečí nepříznivé redistribuce chloridových iontů podobné jako u ošetřování povrchu vodou. Z uvedených důvodů nelze ani tuto metodu doporučit pro praktická použití.

• Metoda elektroosmotická

Při tomto postupu se navodí elektrické pole v němž ionty pak putují k elektrodě s opačným nábojem. Při praktickém provedení je výztuž v betonu polarizována jako katoda. Další elektrodou, anodou, je při aplikaci uvedené metody kovová síť připevněná na povrch kontaminované konstrukce, přičemž tento povrch je nasycen vhodným alkalickým elektrolytem. Na povrch ošetřovaného betonu se nanáší směs elektrolytu, např. $\text{Ca}(\text{OH})_2$ s iontoměrníkem.

Navozené elektrické pole vyvolává obvykle proudovou hustotu přibližně 20 A/m^2 . V tomto poli putují chloridové ionty z betonu směrem k elektrolytu na povrch, čímž se jejich obsah v krycí vrstvě výrazně snižuje. Po sejmutí vloženého napětí nastává redistribuce obsahu chloridů, která vede

ke snížení koncentrací chloridů rozdíly. Provedení tohoto postupu si vyžaduje v závislosti na obsahu chloridů přibližně 100 hodin. Při aplikaci elektrického pole lze očekávat, že se teplota betonu může zvýšit až na 70°C . I tato metoda má určitá omezení a úskalí. Jedním z nich je např. nebezpečí vzniku vodičů při použití vyššího elektrického napětí. To pak může mít za následek příp. vznik vodivého křehnutí výztužné oceli. Proto použití této metody musí být pečlivě posouzeno nejlépe za přispění specializované výzkumné instituce.

ODSTRANĚNÍ BETONU

V případě, že příčinou poruchy je koroze výztuže pak je nezbytné odstranit vrstvu betonu až do hloubky, kde je umístěna výztuž a rovněž je nezbytné odstranit i beton nacházející se za výztuží, neboť je třeba vytvořit dostatek místa pro vytvoření ochranné vrstvy na povrchu výztuže a prostor pro opravnou hmotu.

Není jednotného názoru na to, zda má být odstraněn všechen zkarbonatizovaný beton a to bez ohledu, jak hluboko vrstva tohoto betonu zasahuje na výztuž. Za předpokladu, že výztuž bude při opravě obklopena vrstvou nového nekarbonatizovaného betonu v požadované tloušťce, pak je postačující, aby byl zkarbonatizovaný beton odstraněn do hloubky nezbytné pro provedení opravy a poněkud ještě hlouběji.

V případě, že beton konstrukce obsahuje chloridy, je nezbytné při opravě betonu zvážit některé skutečnosti. Jestliže byly chloridy vneseny již do betoné směsi, pak odstranění sebevětšího množství betonu nesníží riziko koroze výztuže i po opravě příslušného místa novým betonem. Je tomu tak proto, že chloridy se budou šířit z kontaminovaného betonu konstrukce do betonu nového. Jak rychle se budou šířit, závisí na mnoha faktorech, avšak bude-li opravený beton dostatečně hutný (bude obsahovat vysoké množství cementu, vykazovat nízký v/c a bude dobře ztuhlý), je pravděpodobné, že tento nově beton ochrání výztuž od koroze značně dlouhou dobu. Lze očekávat, že transport chloridů k výztuži ze starého betonu vrstvou betonu nového bude velmi pomalý, pokud však nebude uspišen například pronikající vodou apod.

V případě průniku chloridů do betonu z vnějšího prostředí je nezbytné zvážit hloubku a množství proniklých chloridů. V případě, že kontaminovaná vrstva obsahuje mimořádně vysoké množství chloridů a není příliš silná, je možno její uvažovat o jejím mechanickém odstranění.

Porušení krycí vrstvy betonu v důsledku koroze výztuže často nastává lokálně. Nejčastěji tam, kde krycí vrstva je nedostatečná anebo jsou v betonu přítomny trhliny usnadňující průnik CO_2 k povrchu výztuže s následnou její korozi. V takových případech je postačující, když je odstraněna vrstva krycího betonu pouze v příslušném místě. Nicméně je účelné v nejbližším okolí příslušného místa proměřit průběh potenciálů a získat informaci o pravděpodobném stavu výztuže a tedy i nezbytném rozsahu opravy.

Závěrem je třeba zdůraznit, že při všech přípravných činnostech pro opravy, při

nichž se odnímá z konstrukce beton ve větším rozsahu, je třeba mít na zřeteli statické hledisko a provést včas případná ochranná opatření (podpěry apod.).

POŽADAVKY NA POVRCH BETONU PŘIPRAVENÉHO PRO OPRAVU

Pevnost

Pevnost povrchu betonu lze například hodnotit pomocí odtrhové metody. Při ní se např. ocelová destička o průměru 50 mm a o tloušťce nejméně 10 mm přilepí na povrch betonu na místo, kde byl připraven návrh úměrných rozměrů. Přilepená destička se pak, obvykle za pomoci hydraulického zařízení, odtrhne.

Změřená odtrhová pevnost není přímo úměrná pevnosti betonu v tahu v důsledku vlivu řady neovlivnitelných činitelů. Nicméně tato zkouška poskytuje informaci o pevnosti povrchu betonu, která je nezbytná pro provedení plánovaných oprav. Obvykle je vyžadována pevnost $1,5 \text{ N/mm}^2$. Pokud zkoumaný povrch tuto pevnost nevykazuje, je nezbytné odstranit ještě i lehký vrstva betonu.

Vlhkost

Přípustný obsah vlhkosti v betonu před aplikací oprav záleží ve vybraném postupu, použitelných materiálech a spojovacím materiálu.

V případě, že spojovacím materiálem je cement, pak by povrch betonu měl být vlhký. V opačném případě by podkladní beton mohl odejmout vodu z cementu použitého pro opravu. Přebytek vody (voda vytvářející silný film) na povrchu betonu je rovněž nežádoucí, neboť může nepříznivě ovlivnit adhezi opravené vrstvy k podkladu.

Optimální stav je takový, když podkladní beton je pouze vlhký, nikoliv však nasycený vodou.

Jestliže spojovacím materiálem jsou makromolekulární látky (plasty), pak je nezbytné, aby opravený povrch betonu byl suchý. Obsah vlhkosti by neměl přesáhnout 6 % hmotnosti a to ve vrstvě přibližně 20 mm. Tato omezení obsahu vlhkosti jsou nezbytná proto, aby byla zajištěna dobrá penetrace opravného materiálu do povrchu. Pokud jsou póry zaplněny vodou, pak penetrace opravné látky není možná.

MATERIÁLY PRO OPRAVU BETONU

Při provádění oprav se spojují obvykle hmoty rozdílných vlastností. Nejdůležitější vlastnosti, která chování opravných hmot určují jsou: modul pružnosti, součinitel tepelné roztažnosti, propustnost a pevnost.

V případě, že se k opravě použijí materiály na bázi polymerů, je třeba mít na paměti, že jejich modul pružnosti činí přibližně jednu desetinu modulu pružnosti betonu a teplotní roztažnost je pětikrát větší než u betonu. Pevnost v tlaku těchto hmot je obvykle vyšší než u betonu a pevnost v tahu výrazně přesahuje tuto pevnost betonu.

ADHEZNÍ MÍSTKY

Adhezní místkem se rozumí vrstva mezi původním betonem a opravnou hmotou zajišťující jejich dobré spojení.

Názy na nezbytnost použití mŕstůkú se rŕznŕ, pŕiĕmŕž rŕzdlŕlnŕ nŕzŕry jsou podpořeny znaĕnŕ rozpornŕy vŕsledek experimentŕlnŕch pŕacŕ. Je tomu zřejmŕ proto, ŕe soudržnost je velmi citlivŕ na podmŕnky na styku dvou fŕzŕ.

Rovněŕ jsou rozpornŕ nŕzŕry na vŕbŕr hmoty mŕstůku. Uvŕdŕ se, ŕe adheznŕ mŕstky modifikovanŕe polymery majŕ lpešŕ vlastnosti než mŕstky cementovŕe.

Přednostŕ epoxidovŕch mŕstůkú je možnost regulace zaĕátku tuhnutí (to je vhodné např. pŕi vŕšŕch teplotŕch okolnŕho prostředŕ) a dŕle vŕkazujŕ relativně spolehlivŕe barierovŕ vlastnosti, tj. poskytujŕ účinnŕšŕ zŕbranu proti migraci chloridovŕch iontů než např. mŕstky cementovŕe.

OČIŠTĚNÍ POVRCHU VÝZTUŽE

Před dalšŕmi opravami je nezbytnŕe zbavit obnaŕenou a zkorodovanou vŕztuŕ vrstev rzi tak, aby se oĕištŕnŕ povrch „blŕskal.“

Tam, kde je nebezpečŕ prŕniku chloridů, nebo bylo prokŕženo, ŕe chloridy jŕž pronikly aŕŕ k povrchu vŕztuŕe, doporučuje se ĕistŕ vŕztuŕ intenzivnŕm způsobe, např. otřeskŕnŕm za pŕtomoŕnosti vody. Kombinace abrazivnŕch ĕŕstic a proudu vody zajistŕ spolehlivŕe oĕištŕnŕ povrchu vŕztuŕe i od chloridů.

V pŕpŕdŕ, ŕe v dŕsledku koroze se plocha pŕtuce sniŕžila o více než 20 %, je nezbytnŕe doplnŕt ĕŕst zkorodovanŕe vŕztuŕe tak, aby byla zachovŕna její statická funkce.

OPRAVA ZKORODOVANÉ VÝZTUŽNÉ OCELI

Na oĕištŕnŕ povrch vŕztuŕe se nanŕšeje ochrannŕ vrstva rŕznŕho pŕvodu a sloŕenŕ. V zásadŕ se používajŕ tyto hmoty:

- cementovŕ potŕ,
- cementovŕ potŕ modifikovanŕ polymernŕ pŕsŕadou,
- epoxidovŕa pŕyskyřice (pŕp. s alkalickou pŕmŕšŕ),
- nŕtŕ obsahujŕcŕ indikŕtor koroze (např. zinkchromŕtovŕ nŕtŕ),
- ochrannŕ nŕtŕ s vysokŕm obsahem zinku. Kaŕdŕ z vedenŕch ochrannŕch vrstev mŕ určitŕ pŕednostŕ i nedostatky.

Vrstvy vytvořené cementovŕm potŕem vytvŕjŕ vysoce alkalickŕ prostředŕ kolem vŕztuŕe, což mŕŕe pŕŕznŕvŕe ovlivňovat odolnost vŕztuŕe proti korozi. Avšak nejsou obvykle hutnŕ, takŕe mohou propouštŕt vodu, kyslík a CO₂, ĕmŕ se vytvŕejeji podmŕnky pro vznik koroze.

Modifikovanŕe cementovŕe potŕy jsou vhodné tam, kde je nezbytnŕe rychle posouvat. Ochrannŕ působenŕ nŕtŕu s vysokŕm obsahem zinku nebylo dosud dlouhodobŕe prokŕženo. Ochrannŕe epoxidovŕe vrstvy na vŕztuŕ se někdy používajŕ k opravŕm betonu vystavenŕho působenŕi velmi agresivnŕho prostředŕ.

Původ a pŕčŕny vad a poruch

Porušovŕnŕ betonovŕch a ŕežebetonovŕch konstrukcí má vŕšŕnou původ jŕž v:

- nedostatcích projektu,

- nedokonalostŕ provedenŕi,
- v neodpovŕdajŕcŕm provozovŕnŕi,
- špatnŕ údržbŕ.

Vady, které mohou takto vzniknout se obvykle projevujŕ teprve bŕhem provozu konstrukce.

PORUCHY ZPŮSOBENÉ NEDOSTATKY V PROJEKTU KONSTRUKCE

Nedokonalosti projektu spoĕvajŕ obvykle v:

- volbŕ nevhodného konstrukĕnŕho systŕmu,
- nedokonalŕm statickŕm řešenŕ,
- špatnŕm konstrukĕnŕch detailech,
- nedostateĕnŕch opatřenŕch proti množnŕmu vlivu vnŕjšŕch ĕinitelů.

PORUCHY ZPŮSOBENÉ NEDOKONALÝM PŘEVODNÍM

Pŕčŕnou bŕvajŕ:

- nesprŕvnŕ vŕbŕr sloŕek betonovŕe směšŕ,
- nevhodnŕ sloŕenŕ betonovŕe směšŕ,
- nevhodnŕ provedenŕ vŕztuŕenŕ,
- nedokonalŕ ošĕťovŕnŕ,
- nevhodnŕ bedněnŕ a podpŕrnŕ konstrukce,
- nevhodnŕ, pŕp. pŕedĕasnŕe odbedněnŕ.

PORUCHY ZPŮSOBENÉ NEODPOVĚDĚJÍCÍM PROVOZOVÁNÍM

Konstrukce bŕvajŕ vŕŕnŕe ohroŕeny nadmŕrnŕm zatŕŕenŕm a působenŕm agresivnŕch ĕinitelů. V obou pŕpŕdŕch jde o uŕvivŕnŕ konstrukce za podmŕnek znaĕnŕe se odlišujŕcŕch od podmŕnek projektovanŕch a to v negativnŕm smyslu.

Ochrana betonovŕch konstrukcí pŕed pŕetřezovŕnŕm je dŕležitŕm pŕedpokladem pro zajištŕnŕ trvanlivosti. Tŕhliny, které vznikajŕ jsou transportnŕmi cestami pro vstup vŕšŕch úĕoĕnŕch sloŕek vnŕjšŕho prostředŕ.

PORUCHY ZPŮSOBENÉ ŠPATNOU ÚDRŽBOU

Bŕŕnŕ, systematická údržba je jednŕm z pŕedpokladů zajištŕnŕ dlouhodobŕ trvanlivosti konstrukce.

Zkŕsustenosti ukazujŕ, ŕe velmi dŕležitŕe a účinnŕ opatřenŕ spoĕvŕ v odvodněnŕ. Nadmŕrnŕ vlhkost betonu zvŕšuje nebezpečŕ poruch v dŕsledku působenŕ mrazu, pŕp. i koroze betonu např. dešŕovŕmi vodami, které se vyznaĕujŕ nízkŕm obsahem solŕ (tzv. hladovŕe vody) a kyselostí (obsah SO₂, NO₂ apod.).

Stavebnŕ technickŕ pŕůzkum betonovŕ konstrukce

Pŕůzkum betonovŕch a ŕežebetonovŕch konstrukcí se ĕlenŕ na následujŕcŕ ĕŕsti:

- kontrola tvaru, rozmŕrů a stavu povrchu konstrukce (kontroluje se shoda dŕla s projektem, u objektů u nichŕ není k dispozici projekt zamŕřenŕ projekt zpravidla nahrazuje; vyhodnocuje se plocha šĕtŕkovŕch hrŕzŕ;
- kontrola pevnosti betonu v konstrukci – provádŕ se:

• pŕo stanovenŕ pevnosti pŕo urĕitŕ technologickŕ stadiu vŕstavby nebo pŕi dokonĕnŕ ĕŕsti konstrukce,

• pŕi pochybnosti o jakosti betonu (např. pŕi vŕskytu tŕhlin),

• jako souĕstŕ pŕŕŕimŕcŕho řŕzenŕ nebyla dostateĕnŕ kontrola v pŕbŕhu vŕstavby nebo vŕsledky nebyly vyhovujŕcŕ,

• bylo-li tak dohodnuto nebo pŕedpŕsŕno,

• pŕi stanovenŕ ŕnosnosti starŕ konstrukce;

- kontrola vŕztuŕe, zjištŕuje se:
 - stupeň a rozloŕenŕ vŕztuŕenŕ, koroze;
 - kontrola hloubky karbonatizace, kontrola ŕĕinku chloridů, chemická analŕza.

Stanovenŕ pevnosti betonu se provádŕ na tŕlesech vŕjmŕtŕch z konstrukce, ne-destruktivnŕmi metodami a metodou místnŕho porušenŕ (vytrhŕvŕnŕm, vytalovŕnŕm atd.).

Stanovenŕ pevnosti destruktivnŕmi metodami (na tŕlesech vŕjmŕtŕch z konstrukce) se provádŕ na vzorcŕch ve tvaru krychle (ziskŕme krychelnou pevnost) a na vŕlco-vŕtŕch tŕlesŕch získanŕch z jŕdrovŕch vŕvŕtů (pokud pevnost v tlaku je vŕšŕšŕ než 10 MPa, dŕlka vzorku na 100 mm, pŕmŕr na 50 mm).

Pŕi vŕbŕru vzorku je tŕeba ĕbat na to, aby se nesniŕžila nosná způsobilost konstrukce. Zpravidla se vzorky vŕjmajŕ z nejvíce exponovanŕch míst. Pro hodnocenŕ jednŕ oblasti konstrukce se doporučuje odbŕr minimŕlnŕe 6 vzorků. Rovněŕ je tŕeba pŕi hodnocenŕ vzŕt v ŕvahu, ŕe vŕslednŕ pevnost na vŕvrtech je menšŕ (o 10 – 30 %; vŕšŕšŕ hodnota platŕ pro beton vŕšŕchŕch tŕfŕ) než na zkŕsĕbnŕch tŕlesech. Zŕvislost pevnosti betonu na stŕŕŕ lze odhadovat podle ĕSN 73 1201.

Pŕesnost urĕenŕ pevnosti betonu ne-destruktivnŕmi metodami je dŕna lidskŕm ĕinitelem, chybou zařŕzenŕ a metody, technologickŕmi vlivy ovlivňujŕcŕmi mŕřenŕ (struktura, hutnost, ošĕťenŕ, vlhkost, stŕŕŕ betonu).

Pŕvní faktor lze snŕŕit zacviĕenŕm zkŕsĕbnŕho technika, druhŕ faktor pŕbŕŕnŕm testovŕnŕm zařŕzenŕ, tŕetŕ koreĕnŕmi mŕ souĕiniteli.

Neĕastŕejŕ je pro ne-destruktivnŕm zkŕouskŕ uŕvivŕno Schmidtovo kladŕvko. Jeho optimŕlnŕ vyuŕitŕ je vŕzŕno na kalibraĕnŕ vztah získanŕ (ĕSN 73 1373). Vŕsledkem zkŕouskŕ je pŕmŕrnŕ pevnost betonu a její smŕrodatŕlnŕ odchylka, z ní se vypoĕtŕe zaruĕenŕ pevnost betonu. Pokud jsou ve vŕjŕmeĕnŕch pŕpŕdŕch stanoveny pevnosti betonu v konstrukci na základŕe ne-destruktivnŕch zkŕousĕk jen obĕecnŕho kalibraĕnŕho vztahu bez upŕesněnŕ, pak je vŕsledkem pevnost betonu z nezaruĕenou pevností, kterou nelze uŕŕt ve statickŕm posouzenŕ.

ĕelovŕ vŕztuŕe se pokud možno posoudŕ tahovou zkŕouskou a tvrdomŕrnŕmi metodami.

Na základŕe tŕchto zkŕousĕk se urĕŕ druh ŕcŕ. Nezbytnou souĕstŕŕ je posouzenŕ ŕvornŕ a typu koroze; v pŕpŕdŕe potŕeby se uskuteĕnŕ dalšŕ specializovanŕ analŕzy.

Ocelové konstrukce

Používání kovových materiálů

Na začátku sledovaného období, tj. po roce 1850, převládajícími kovovými materiály byla **šedá litina**, zejména pro tlacené, ale i pro ohýbané prvky, zatímco pro prvky tažené a pro ohybem namáhané díly se používalo **svárkové železo**. **Spojovacími prostředky** byly hlavně nýty, šroubová a čepy. Ojedinelé svařování se v té době uskutečňovalo pouze v kovářské výrobě.

Na mosty se šedá litina používala do 70. let 19. století, v pozemním stavitelství ještě i na počátku 20. století, později už jen ojedinelé (ložiska mostů, dekorativní účely – pouliční lampy).

Podle ČSN 73 0038 se svárkové železo předpokládá u objektů postavených od r. 1885 do konce r. 1894, zatímco era hromadného používání **plávkové oceli** nastává od roku 1906. V mezidobí se druh materiálu pokládá za nejasný, a nelze-li jej určit např. identifikováním výrobce, je žádoucí materiál ověřit mechanickými nebo chemickými zkouškami. Plávkové železo bylo ovšem používáno již před r. 1894, v znatelnější míře asi od r. 1880. Dnes se s termínem plávkové železo či ocel setkáváme už jen ve vztahu k historii, v současnosti je běžný termín **konstrukční ocel**. Od 30. let tohoto století se začínají ocelové konstrukce **svařovat** elektrickým obloukem.

Oceli **vyšší pevnosti** se uplatňují od roku 1924 (křemíková ocel řady 48), případně od r. 1937 (ocel řady 52 s vyšším obsahem manganu a nízkým obsahem uhlíku). Od padesátých let 20. století se začínají v zahraničí uplatňovat stavební konstrukce z **hliníkových slitin**.

V šedesátých letech se začíná používat **třecích spojů** s vysokopevnostními předpjatými šrouby; ty postupně nahradily svařování na montáži.

V minulém století byla ve stavebnictví hojně používaná **šedá litina**, a to pro svou nízkou cenu a snadnou odlévatelnost do různých tvarů. Používala se na tlacené prvky (sloupky, části příhradových nosníků), ale i na prvky ohýbané (trámy, ušlechťovací desky), dále na dekorativní díly a spojovací části dřevěných konstrukcí.

Šedá litina je křehká, má nestejnorodé vlastnosti (a tudíž sníženou spolehlivost), prakticky ji **nelze svařovat**, je obtížně opravovatelná a má **nízkou pevnost v tahu**.

Výpočtovou pevnost R_d litiny v historických konstrukcích uvažujeme podle ČSN 73 0038 informativními hodnotami v MPa takto:

Prvky	Namáhání prostým tlakem a tlakem za ohybu	Namáhání prostým tahem a tahem za ohybu
sloupky	100	45
ostatní	65	30

Ostatní fyzikální hodnoty šedé litiny se uvažují rovněž podle ČSN 73 0038, stejně jako součinitele vzpěrnosti.

V současných konstrukcích se litina používá ojedinelé, a to šedá litina nелеgovaná podle ČSN 42 2415 a ČSN 42 2418.

Odlitky se dnes vyrábějí z **ocelolitin** (lité oceli) podle ČSN 42 1261, hlavně z materiálu 42 2630.1, 42 2660.1 a 42 2709.1, s vlastnostmi podle ČSN 73 1401. Pevnost v tahu a tažnost ocelolitin jsou u doporučených materiálů vyhovující, svařitelnost je u prvního a třetího typu zaručená, příp. zaručená podmíněná, u druhého typu obtížná. Materiály s tažností pod 10 % nejsou vhodné. Z lité oceli lze vyrábět složité detaily, lze ji svařovat s ocelí.

SVÁRKOVÉ ŽELEZO

Vedle šedé litiny bylo typickým kovovým materiálem minulého století **svárkové železo**, v kombinaci s litinou používané na tažené a ohýbané prvky, nýty, čepy a šrouby. Po zlevnění jeho výroby se na konci 19. století svárkové železo začalo používat i na tlacené konstrukční díly.

Svárkové železo se projevuje vrstevnatou strukturou s vlnitostí strusky protaženými ve směru válcování a nesourodými vlastnostmi nejen v konstrukci jako celku, ale i v jednotlivých konstrukčních prvcích. Obsah uhlíku bývá nižší než u současných ocelí (také jen 0,01 % proti 0,1 + 0,5 %), obsah fosforu naopak vysoký (až 0,5 % proti nejvýše 0,07 % u martinské oceli), což sčítuje svařování. Zvýšené množství těchto přísad vyvolává křehkost a lámacost materiálu (fosfor – za studena, siřič – za červeného žáru 700 až 850 °C) a mj. ztěžuje srovnání zohýbaných dílů.

Fyzikálně mechanické vlastnosti svárkového železa se liší rovněž s ohledem na směr válcování materiálu. Kolmo ke směru válcování bývá velmi nízká tažnost (i jen 3 % – proti až cca 15 % ve směru válcování), naopak mekč kluzu a pevnost mohou být vyšší. Rezerva únosnosti prvků vyplývající z rozdílu mekči kluzu a pevnosti, bývá malá, jen kolem 10 %.

Z uvedeného vyplývá, že svárkové železo **nelze spolehlivě svařovat** elektrickým obloukem ani **rovnat či ohýbat**. Plastičtější **rezerva materiálu** je malá a nelze ji (např. při zvýšeném zatížení či při zesilování konstrukce) využívat. Vzhledem k uvedeným negativním vlastnostem se svárkové železo ponechá jen v historicky významných budovách, jinde byvá snaha nahrazovat ho ocelí či jinými stavebními materiály.

Výpočtová pevnost svárkového železa se stanoví podle ČSN 73 0038.

Ostatní fyzikální hodnoty svárkového železa se uvažují jako u současných ocelí podle ČSN 73 1401 či ČSN 73 6205, rovněž tak součinitele vzpěrnosti.

PLÁVKOVÁ OCEL

Plávková ocel ze začátku 20. století byla prvním představitelem dnešních konstrukčních ocelí, ovšem s horšími vlastnostmi. Fyzikálně-mechanické charakteristiky je proto třeba uvažovat podle tehdy platných předpisů. Výpočtové hodnoty pro dnešní výpočty se podle ČSN 73 0038 určují obdobně jako pro svárkové železo, nejsejše s použitím původní dokumentace.

Není-li k dispozici původní dokumentace, potřebné hodnoty lze podle ČSN 73 0038 určit **přímým odhadem**, a to na základě zkušeností s obdobnými druhy konstrukcí a materiálů, s přihlédnutím ke stádiu stavu konstrukce a k dalším okolnostem.

Stanovení vlastností materiálu zkouškami je velmi spolehlivé. Zkoušky podle ČSN 73 0038 jsou povinné při pochybnostech o materiálových charakteristikách uvažovaných v projektu, při projevech únavy, stárnutí či koroze, při poruchách nebo vadách způsobených nevhodným materiálem. Statistické vyhodnocení zkoušek se realizuje podle kap. 3 ČSN 73 0038.

V ojedinelých případech je nutno provést **zatečovací zkoušky** celé stávající konstrukce nebo jejich rozhodujících částí, případně **dynamické zkoušky**.

SOUČASNÉ KONSTRUKČNÍ OCELI

Dominujícím kovovým materiálem současnosti jsou konstrukční oceli podle ČSN 73 1401 a ČSN 73 6205, případně Eurocode 3.

Používají se oceli, jejichž mechanické vlastnosti (mez pevnosti v tahu, mekč kluzu, tažnost, svařitelnost, odolnost vůči křehkému lomu atd.), chemické složení, tvar a rozměr jsou zaručeny podle příslušných materiálových listů nebo technických podmínek. Nejběžnější jsou oceli pevnostní řady 37 (10 373, 11 373, 11 375, 11 369, 11 378) a 52 (11 484, 11 503, 11 523), nejžávanější druhy pro nosné konstrukce jsou vysazeny tučně. Základní výpočtové pevnosti válcovaných materiálů jsou pro pevnostní řadu 37: $R_d = 210/200$ MPa, pro pevnostní řadu 52: $R_d = 290/280$ MPa; druhé hodnoty platí pro tlustší prvky, nad 25 do 60 mm.

Pro stavebnictví je k dispozici celé spektrum za tepla válcovaných výrobků (I, IE, IPE a HEB, široká ocel, trubky atd.). Kromě nich jsou k dispozici konstrukce tvarované za studena (vlnité a trapezové plechy, tenkostěnné profily tvarované za studena) a speciální prvky (např. lana), dále pak odlitky, výlisky a výkovky.

HLINÍKOVÉ SLITINY

Z neželezných kovů, hlavně v objektech bytového fondu, se používají **hliníkové slitiny**, pro vysokou cenu však jen v omezené míře – hlavně jako doplňkové a dekorativní prvky (dveře, okna, zábradlí, fasádní panely, střešní krytina apod.). K dispozici jsou pouze základní ustanovení pro výpočet v ČSN 73 1500. Na nosné konstrukce jsou

vhodné slitiny magnalia (hydronalia) typu Al-Mg, avialy (antikorodaly) Al Mg Si, klasické duraly Al Cu Mg a nejnovější zinkové duraly Al Zn Mg, jež jsou nejpevnější a svařitelné.

Vady a poruchy ocelových konstrukcí

Vady a poruchy ocelových konstrukcí jsou způsobeny zejména těmito příčinami:

a) vady

- nedostatky návrhu a projektu, nesprávné stanovené zatížení, změna statického systému, chybné dimenzování prvků, nevhodné konstrukční řešení, chybné nebo neúplné předpisy;

- vadný nebo nevhodně použitý, případně zaměněný materiál, oceli s nevhodnými mechanickými vlastnostmi, s nevyhovující svařitelností, náchylné vůči křehkému lomu, se skrytými vadami, nevhodné spojovací prostředky;

- chyby při výrobě či montáži konstrukce, závady vzniklé při dopravě nebo nesprávném skladování dílů;

b) poruchy

- provozní poruchy, nesprávná údržba, údržba prvků (koroze, chemické vlivy), stárnutí nebo opotřebení materiálů;

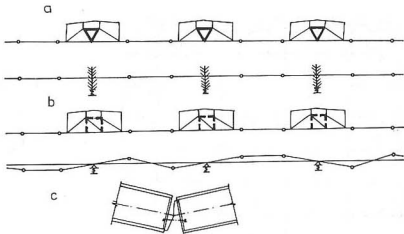
- mimořádné události (požár, výbuch, hloubení stavebních jam či tunelů ap.).

Vady a poruchy ocelové konstrukce mohou vést k omezení až ztrátě použitelnosti nebo nosné způsobilosti bud' ocelové konstrukce samé nebo jiných částí stavebního objektu.

Podrobně se problematikou vad a poruch zabývá např. (1, 4, 10, 15).

Velmi často je **nesprávně navrženo ztužení ocelových konstrukcí**.

Na obr. 61a je znázorněno **větrové ztužení** ve střední rovině haly s diagonálami z kruhové oceli, s mnohonásobně (např. 5krát) překročenou mezní štiřností. Ty proto nemohou přenášet tlakové síly od sání větru na štiřovou stěnu haly a tření větru o vlnitou krytinu. Obdobně nevyhoví výplňkové pruty z kruhové oceli u vazníků z obr. 61b: při lehké krytině převažují účinky sání větru vyvolující vzpěrný tlak v diagonálách. V uvedených konstrukcích střední příčná ztužidla ještě nepokračovala podél sloupů dolů do stěn (z cíhel 150 mm) a základů. Mezi nejčastější odchylky zatížení skutečného od návrhového patří např. příliš tlusté vyrovnávací vrstvy podlah, střeš, mostovek apod. (např. 30 místo 10 mm cementového potěru), vyšší hmotnost materiálů (hutný vibrovany beton namísto lehkého betonu z pórovitého kameniva, např. až s 5krát vyšší hmotností); hromadění odpadu, popílku ap.; neobvyklé zatížení sněhem (sesun lavin z okolních objektů; závěje za světlíky nebo atikou; snh prosyceny neodtékající dešťovou vodou při oběvě); užitné zatížení na plochých střeších (např. na nepřístupných střeších místo 0,75 kN/m² podle tab. 3-11a ČSN 73 0035 jen 0,5 kN/m²); výměna střešního pláště za těžší; změna užitného zatížení (např. nově instalované trezory, knihovny, archivy ap.) či přestavba technologického zařízení; nevhodné skladování hmot (např. při opra-



Obr. 62 • Záměna torsně tuhých vazníků (a) za netuhé (b) vedla u vaznic ke vzniku mechanismu a k rozevření kloubů (c)

vách; vyřazení písemnosti ap.); dynamické účinky, příp. vznik rezonance vlivem strojních zařízení, rozkmitání konstrukcí větrem (stožáry, komíny) atd.

Na obr. 62a je statické schéma **kulobových vaznic** podle návrhu projektanta, s torsně tuhými plnostěnnými trojbokými vaznicemi, na obr. 62b – **nekonzultovaná změna** provedená posuvným závodem, s torsně netuhými příhradovými vaznicemi s otevřeným příčným řezem. Při kladení středních betonových desek nesymetricky od jednoho konce budovy **vaznice** začaly působit jako **mechanismus** s nadměrnými svislými deformacemi, spojovací šrouby v kloubech podle obr. 62c praskaly.

Velmi často se stává, že vlivem koroze, vzniklých nečistot apod. konstrukční klouby nebo původně posuvná uložení přestávají působit. **Změna se průběh sil** v konstrukci a zejména v provezech s výrazně proměnlivými teplotními režimy může dojít k poškození konstrukčních částí nebo spojů.

Na obr. 63a je znázorněn příklad chybného dimenzování konstrukce střechy provedené jako rošt v důsledku **neznalosti správného statického působení**. Jak vyplývá z analógie s deskou, reakce jsou po obvodě střechy rozloženy spíše podle obr. 63b než rovnoměrně (jak bylo nesprávně předpokládáno v projektu). Poddimenzovány byly zejména vnější diagonály středních vazníků a rohové úložné nohy, neboť správné vypočtené reakce byly 1,9krát a 2,3krát vyšší.

Častou vadou je vynechání nebo **odstranění některých diagonálů** příhradových nosníků pro průchod později instalovaných teplovodních nebo klimatizačních zařízení. Vznikají sekundární ohybová napětí, v případě podle obr. 63c při jednostranném svislém nahodilém zatížení a namáhání od větru.

Příklad nevhodného **konstrukčního detailu** znázorňuje obr. 64. Stěny U-profilů spodního pásu nejsou stykovány vůbec, příruby jsou spojeny pomocí styčnickových plechů s výraznou excentricitou.

U plochých střeš oběhových atikou norma ČSN 73 0035 nevyžaduje posouzení

konstrukce zastřešení na zatížení neodtékající vodou (**bazénový efekt**) v případě ucpání odtoků. V téže normě je nedostatečně jediným nevysvěleným řezem (tab. 20/11) specifikováno **prostorové rozložení účinné větru pro kulové povrchy**.

K použití nevhodného druhu oceli může dojít **nedbalostí**

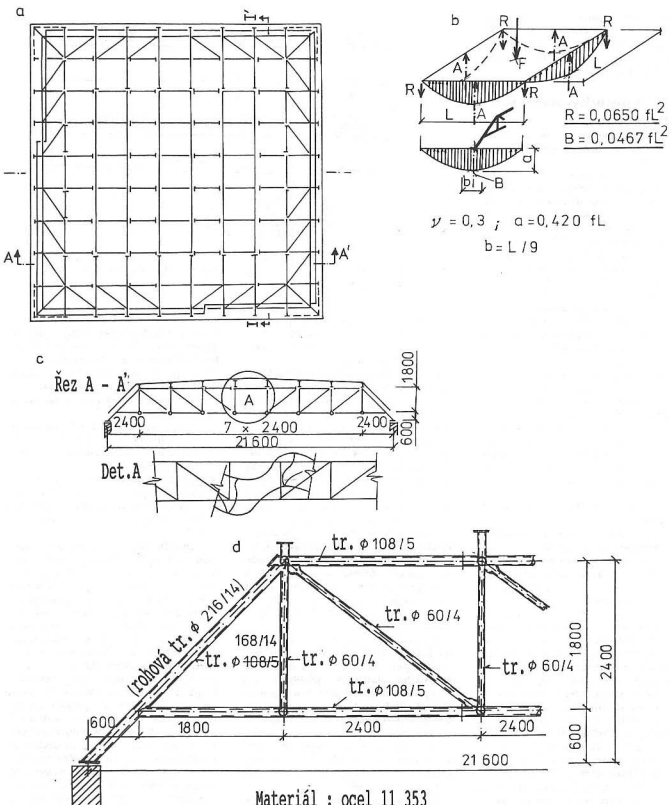
- výrobce oceli (dodaná ocel má skryté vady, výrobky se neshodují s objednávkou nebo nesplňují ustanovení materiálových listů);

- projektanta (nesprávný výběr oceli);
- obchodní organizace, výrobce konstrukce nebo montážní organizace (záměna druhů oceli, namontování nesprávných dílů).

Nevhodnými pro inženýrské konstrukce jsou oceli, jejichž chemické složení, fyzikálně mechanické nebo technologické vlastnosti vedou ke zhotovení konstrukčních prvků neodpovídajících normě. Jde o oceli se sníženými pevnostními charakteristikami, nevyhovující tažností, se sklonem k vrstevnatosti, nedostatečnou svařitelností nebo s nevyhovující houževnatostí. Materiály s tažností pod 15 % jsou pro běžné použití nevhodné (nejde-li ovšem o výrobky zpevněné tvářením za studena, např. lana, předpínací kabely ap.). Plechy a široká ocel s tloušťkou nad 10 mm se objednávají s hutním atestem. Plechy určené pro ohýbání za studena se používají ve stavu normalizačně žižaném. Stupeň svařitelnosti musí vyhovovat ustanovením ČSN 05 1310, konstrukce střešní namáhané musí mít svařitelnost alespoň „dobrou.“

Záměna oceli 11 523 materiálem 11 375 znamená 1,5násobné snížení únosnosti (vztaheno na meze kluzu), což zejména u konstrukcí s převažujícími staty zatížením není vykryto uvažovanými součiniteli spolehlivosti $\gamma_F = 1,1$ až 1,2.

Fyzikálně mechanické vlastnosti oceli jsou ovlivněny směrem válcování. Nejlepší jsou po směru válcování, nejhorší ve směru tloušťky plechu, přičemž dochází zejména ke snížení plastických vlastností (tažnosti, kontrakce a vrubové houževnatosti), méně ke snížení pevnosti a meze



Materiál : ocel 11 353

Obr. 63 - a) Příhradový střešní rást; b) průběh reakcí; c) přídatný ohyb z vynechání diagonály; d) zesílení vnější diagonály vazníků; poddimenzované připojení vnitřních diagonál

kluzu. Přesto u méně kvalitních ocelí, zejména neuklidněných, a při větších tloušťkách materiálů, může být vlivem strukturální anizotropie únosnost prvků směrem kolmo k povrchu i poloviční než po délce prvku. Zaválcování nekovových vměstků vede k vrstevnatosti (rozdvvojení) válcovaných výrobků (orb. 65). Vrstevnatost se vyskytuje zejména u univerzálních

plechů. **Lamelární trhliny** vznikají při a po svařování vlivem tepelných prutí. Probíhají zhruba v 1/4 až 1/3 tloušťky plechu blíže ke svařovanému povrchu a mají terasovitý průběh.

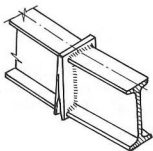
Nepříznivé účinky anizotropie materiálu lze vyloučit nebo omezit metalurgickými opatřeními (hlavně omezením obsahu síry v oceli), kontrolními zkouškami plechů

(zejména ultrazvukem) a vhodně volenými konstrukčními detaily a technologií svařování.

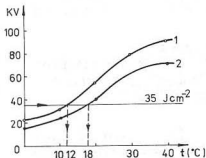
S celou řadou primárních závad vedoucích k neočekávanému vzniku špiček napětí si ocelová konstrukce s vysokou **plastickou a poplastickou rezervou** sama poradí bez viditelných následků: Na mezi kluzu dojde k redistribuci napětí a vnitřních sil do méně



Obr. 64 • Porušení styčnicku příhradového průvlaku v důsledku chybného návrhu



Obr. 65 • Plechy nesmějí být namáhány napříč - může dojít k rozvojení

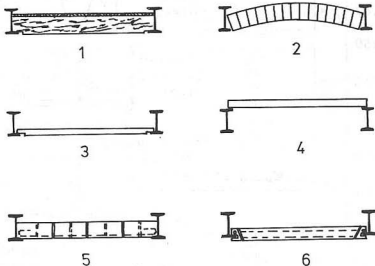


Obr. 66 • Stanovení přechodové teploty z diagramu vrubové houževnatosti; 1 ve směru válcování, 2 napříč válcování

namáhaných míst průřezu či konstrukce, za mezí kluzu případně ještě ke zpevnění materiálu a nárůstu únosnosti. Za určitých okolností však k těmto samonápravným procesům nedochází a konstrukce se poruší nízkonapětovým křehkým lomem.

Ke křehkému porušení dochází zejména za nízkých teplot (pod tzv. přechodovou

a



Obr. 67 • a) Stropy s ocelovými nosnými trámy: 1 • s dřevěnými stropnicemi; 2 • s valenou klenbou; 3 a 4 • s prefabrikovanými železobetonovými deskami; 5 • s cihelnými výztuženými deskami; 6 • s keramickými deskami Hurdis

teplotou), při dynamickém nebo rázovém zatížení, v prvcích s konstrukčními vruby a většími tloušťkami jak základního materiálu, tak svarů, při prostorovém, ale i plošném namáhání. Odolnost materiálu vůči křehkému lomu se popisuje diagramem vrubové houževnatosti v závislosti na teplotě. V něm je důležitým ukazatelem teplota přechodu do křehkého stavu (přechodová teplota). Vrubová houževnatost se zjišťuje podle ČSN 42 0381 a souvisících norem přerážecími zkouškami pomocí kyvadlového kládiva na normalizovaných vzorcích typu Mesnager s vrubem U 2 mm. Na vzorcích ISO - Charpy V se přechodová teplota určuje pro úroveň vrubové houževnatosti 35 Jcm^{-2} (obr. 66). ČSN 42 0346 definuje přechodovou teplotu 50ti procentním podílem houževnatého lomu na vymezené části lomové plochy zkoušebního tělesa.

Křehkému lomu se předchází volbou vhodné oceli a respektováním ověřených konstrukčních pravidel. Pro dané podmínky se volí ukladné oceli s vysokou vrubovou houževnatostí, materiál menších tloušťek; návrhem vhodných detailů se vyhýbáme prostorovému stavu napjatosti, eliminujeme vruby, pro výběr tvarů a svařovacích postupů platí ověřená doporučení.

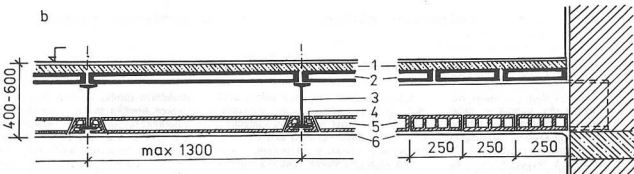
Křehká porušení jsou častá v konstrukcích mrazírenského průmyslu, ve venkovních jeřábových drahách s těžkým provozem, v mostech, lodích, konstrukcích jezdů atd. a bývala obávaným zlem také v konstrukcích letadel.

K poruchám stavebních objektů dochází také následkem kombinování různých se chovajících materiálů. Příkladem jsou stropy podle obr. 67 s ocelovými nosnými trámy. Nedostatečně sprážené materiály s odlišnými vlastnostmi (součinitel teplotní roztažnosti, moduly pružnosti, pevnostní charakteristiky, náchylnost ke smršťování či bobtnání) se nestějně deformují a v méně únosných materiálech (omítky, části zdíva) se rozvinou trhliny. Třlinami proniká vlhkost (v mokřích provozech, kotelnách, pod plochými střechami), ocel koroduje. Problémy vznikají také v čelech panelových domů zateplovaných pláštěm FEAL či jiným na kovové kostře.

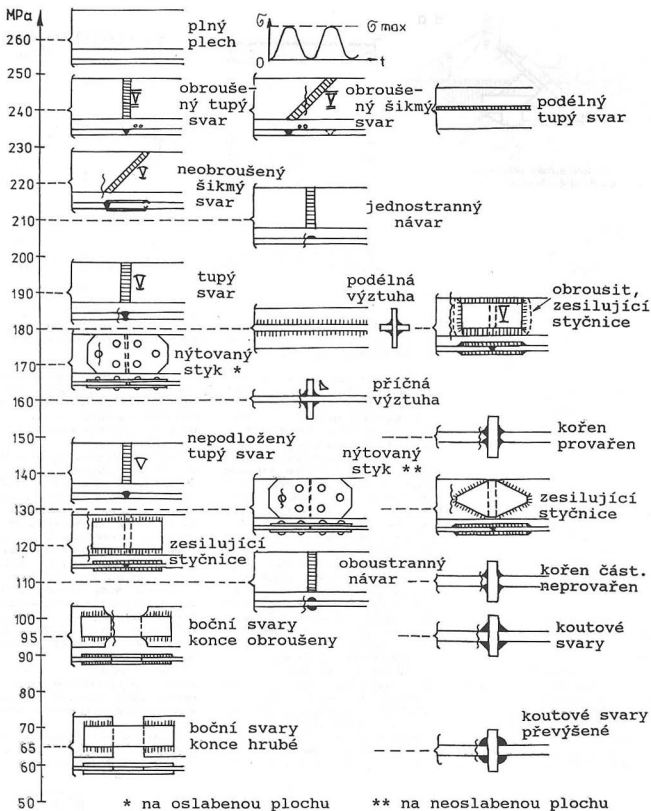
Další příčinou poruch ocelových konstrukcí bývají nesprávné provedené spoje. Současné konstrukce jsou svařované, s motážními spoji svařovanými nebo šroubovými.

Stupně svařitelnosti (zaručená; zaručená podmíněná; dobrá; obtížná) jsou vymezeny v ČSN 05 1310. Prv, příp.

b



Obr. 67 • b) Strop s deskami Hurdis; 1 • betonová dlažba; 2 • železobetonové prefabrikáty; 3 • ocelový I-průřez, 4 a 5 • patky a desky Hurdis 6 • omítky



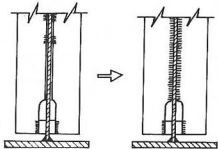
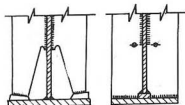
Obr. 68 • Vliv konstrukčního uspořádání spojů na jejich únavovou únosnost

druhý stupeň se vyžaduje pro svařované konstrukce dynamicky namáhané nebo ohrožené únavou. Staticky namáhané konstrukce musí mít svařitelnost alespoň dobrou. Vhodné oceli jsou uvedeny v ČSN 73 1401, tab. 2 a 2A. Stupeň svařitelnosti upravují normy ČSN 04 1120, ČSN 05 1173, ČSN 05 1310, ČSN 05 1172. Svařovací elektrody musí mít takové vlastnosti,

aby pevnost svarového spoje nebyla nižší než pevnost spojovaného materiálu. Spolehlivé svarové spoje jsou výsledkem dodržování doporučených kritérií metalurgických (uhlíkový ekvivalent, obsah plynů, segregace složek, tvrdost a vrubová houževnatost přechodové zóny); technologických (způsob svařování, parametry, druh a tloušťka svarů, předohřev); kon-

strukčních (druh, tuhost a rozměry konstrukce, tloušťka materiálu, orientace, rozmístění a provedení svarů). Nepřehlédnutí k těmto podmínkám vede ke vzniku trhlin (za tepla, zpožděných „studených, lamedích), může iniciovat křehký lom či urychlit únavu materiálu (obr. 68).

Při svařování na zatížených prvcích se nesmí zapomenout, že při vyvinutých vys-



Obr. 69 • Správné a nesprávné připojení stěnových výztuh plnostěnných nosníků namáhaných na únavu

kých teplotách dochází k (dočasnému) snížení pevnosti oceli a k přeskupování napětí v průřezech, zmenšuje se tuhost tlačných prutů, mohou vznikat vnitřní pnutí. Pokyny pro posouzení těchto vlivů uvádí lit. (4).

Šroubové spoje s hrubými, případně přesnými šrouby podle ČSN 02 1006, ON 02 1308 či ČSN 02 1005 musí mít úplný počet šroubů správné délky (alespoň se dvěma závitů za maticí), s podložkou pod maticí podle ČSN 02 1721 nebo ON 02 1708. Používáme šrouby s hladkým dráhem a se závitů mimo střížné roviny, v kruhových drátech s dovolenou vůlí (pokud se s jinými – nepřiznivými – okolnostmi nepočítalo v projektu). Matice se utahují normalizovanými klíči bez prodlužovacích pák. Rozmístění děr upravuje ČSN 73 1411. U vysokopevnostních šroubů kontrolou značek na hlavě šroubu a na matici namátkově prošetříme, že se do skupiny šroubů nevloudily spojovací prostředky nižší kvality.

U třech spojů podle ČSN 73 1495 s vysokopevnostními šrouby, maticemi a dvěma podložkami (pod maticí i hlavou) dbáme na správnou jakost materiálu (rozlišenou značkami) a správné předepnutí šroubu normalizovaným utahovacím momentem.

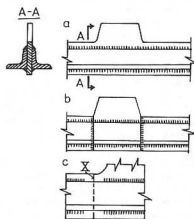
S nýtovými spoji se setkáváme u starších konstrukcí. Z nejběžnějších vad je uvolnění nýtů a poškození spoje korozí. Nevyhovující nýty je třeba obsekát a nahradit nejmenste stejně únosnými spojovacími prostředky, obvykle předpjatými vysokopevnostními šrouby.

V jednom detailu **nekombinujeme** spoje různé tuhosti, např. svař a hrubé šrouby. Naopak kombinace svař a předpjatých vysokopevnostních šroubů je možná.

Výrobních vad je široké spektrum. Řada nedostatků je spojena se svařováním, zejména vlivem nedodržení již citovaných kritérií, buď z nedbalosti nebo s cílem usnadnit si práci. Např. v obr. 63d byly předepsané tupé svař (s výpočtovou pevností 0,85 R_d), připojující diagonální prvky se zplstřelými konci, nahrazeny svař koutovými (0,7 R_d), výpočtová únosnost připoje poklesla na 100 (0,7 x 0,7)/0,85 = 58 %. Druhý součinitel 0,7 = 1/2 se týká kritického průřezu (výšky) koutového svařu. Zde částými vadami jsou zmenšená tloušťka svařu proti výrobní dokumentaci, špatná úprava svařových ploch, neprovaření kofene, nedostatečné

natavení základního materiálu, přítomnost vměstků strusky či neodstraněných obalů elektrod, chybná technologie provádění. Jiné vady mají svůj počátek v nevhodném návrhu detailů, např. v seskupení velkého množství svař či excentrickém uspořádání. Některé zahraniční firmy ve snaze zjednodušit manipulaci začaly v poslední době vyrábět svařované konstrukce vědomě porušující poslední pravidlo – nabízející např. vazníky s pásy z nerovnoramenného úhelníku se širším ramenem v rovině vazníku, k němuž jsou bez styčnickového plechu jednostranně a excentricky vařeny výplňové pruty z jednoho úhelníku. Jinou nešťastnou inovací – alespoň podle dočasného názoru – je plnostěnný nosník se stěnou přivařenou k pásnicím jednostranně tupými svař 1/2 V. Vnitřní pnutí ze svařování může nepříznivě ovlivnit napjatost konstrukce. Spolu s vruby ze svařování toto pnutí zvláště je náchylnost ocelových prvků ke křehkému lomu. Nesprávné umístění či provedené svař snižují mez únavy (obr. 69).

Jiný druh nebezpečných vrubů (zářezů, rýh, nerovností, oteřepů atp.) vzniká při nedbalém mechanickém opravování ocelových částí (stříhání, řezání pilou, broušení, prorážení děr, vrtání ap.) nebo „zjednodušením“ detailů v rozporu s projektem (obr. 70).



Obr. 70 • Styčnickový plech taženýelá pásu přibírávadelo nosníku namáhaného na únavu a), c) správné, b) nesprávné řešení

K nebezpečným výrobním chybám patří nedodržení geometrického tvaru, vyosení ve styčích nebo **minimálně připojení prvků**. Vznikají tak nepředvídaná přídatná napětí.

Ve šroubovaných konstrukcích se často vyskytují tyto vady: **nelicují díry** pro šrouby, prvky se montují s násilím, ve staticky neurčitých konstrukcích vzniknou přídatná napětí. Jindy se převrtáním či vystružením zvětšují díry nad povolenou vůlí, což může vést k nadměrnému namáhání spojovacích prostředků a při opacném zatížení k nadměrným přetožením konstrukce. Jiným jevem je situace, kdy šroubovaný styk, například s oválnými dírami, má umožňovat posuvné uložení, spojovací čep – otočné uložení, avšak očekávaným svobodným posunům je zabráněno nevhodným provedením, zarezavěním, vniknutím nečistot, nadměrným utažením matic apod. Výsledná změna statického působení znamená také změnu napjatosti. Na obr. 62c je výrobním závodem upravený kloubový styk vaznic typu ozub namísto projektovaného čepu. V důsledku **nadměrných deformací** vaznic při nesymetrickém kladení krytiny ve styku praskaly spojovací pojistné šrouby a střecha hrozila propadnutím. Ve šroubovaných detailech se často setkáváme s použitím šroubů menšího průměru, než byl předepsán; se šrouby se závitem až ke hlavě šroubu; se spoji bez podložky; se šrouby – maticemi – s podložkami horší jakosti, než určuje projekt.

Řada havárií vzniká při montáži **konstrukce**. Nejčastějšími příčinami jsou nedostatečné ztužení konstrukce, nevyhovující tuhost podpěr, **nesprávný sled montáže**, nesprávné provedení montážních styků, nepředvídané zavěšení/podepření montážních dílů v nebezpečné poloze, chybějící dilatace, nepředvídané zatížení, pokles patek, ložisek či celých základů, nedostatečné podlití patečních plechů sloupů cementovou maltou (často v důsledku neprovaření zalivacích otvorů), **nesprávné geodetické vyrovnání** prvků nebo podpor staticky neurčitých konstrukce, **špatná organizace práce**, nedodržování bezpečnostních předpisů, **chyby personálu** v důsledku nedostatečné kvalifikace.

Při skladování a dopravě ocelových dílů vlivem nesprávného uložení, uchycení či manipulací často dochází k lokálnímu poškození nebo deformování zejména tenkých profilů, k vybočení nebo vybočení stíhých prutů a stěn. Nešetné zacházení se konstrukčními prvky vyvolující rázy může vést (zejména při nízkých teplotách, ve svařovaných detailech) až ke vzniku trhlin. U předpjatých prvků s uměle vyvozenou

vnitřní napjatosti se musí vyloučit nedovolené skladovací, nakládací či přepravní polohy.

Během užívání běžných stavebních objektů dochází ke zhoršení nosné způsobilosti ocelových konstrukcí hlavně vlivem koroze, únavových jevů a vysokých teplot.

Životnost (praktická upotřebitelnost v čase) ocelových konstrukcí je rozdílná, závisí na účelu, jemuž tyto slouží, obklopujícím prostředí, provedení, tloušťkách, povrchové ochraně a z velké míry na periodických preventivních podmínkách a údržbě. Ocelové skelety obytných budov mají životnost do 100 let, průmyslové haly 30 až 40 let, nenatěné ocelové prvky (např. žebříky, zábradlí) i pod 10 let (ve středně agresivní atmosféře je korozní úbytek oceli asi 30 $\mu\text{m}/\text{rok}$). **Periodické prohlídky** ocelových konstrukcí jsou předepsány normou ČSN 73 2601, lhůty pro kontrolu protikoroziních ochranných vrstev určuje ČSN 03 8260, požární bezpečnosti se zabývá ČSN 73 0802. Např. ocelové konstrukce v občanských a bytových stavbách mají být podrobeny povšechným prohlídkám po 5 letech, podrobným prohlídkám po 10 letech. Lhůty pro kontrolní prohlídky protikoroziní ochrany mohou být, v závislosti na okolnostech, kratší než 5 let.

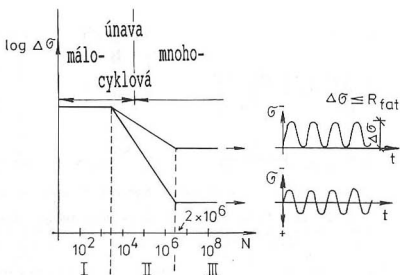
Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi se navrhuje podle ON 73 1410. Nátery se provádějí podle ČSN 03 8220, 03 8240 a 03 8762.

Velmi hospodárnými ocelovými průřezy jsou tenkostěnné profily navrhované podle ČSN 73 1402. Jejich širokému použití jako nosných dílů jsou na překážku zvýšené nebezpečí – koroze a ohledy na požární bezpečnost, jakož i malá odolnost vůči hrubému zacházení. Přesto se tenkostěnné průřezy uplatňují v řadě prefabrikovaných konstrukčních systémů (FEAL, Baums, Kord B, Omega, Trusteel, PK Vitkovice, Pumps aj.), v průmyslových aj. halách jsou vaznice a pažidky, a hlavně v doplňkových prvcích. Stále širšího uplatnění ve stavebnictví nabývají plechobetonové desky. Lomenkové (trapezové) plechy slouží především jako ztracené bednění nebo jako součást sřazňového nosného průřezu stropů, plochých střech, mostovek apod.

V druhém případě nesmí být únosnost plechů vyčerpána montážním zatížením; plechové profily musí být dostatečně chráněny proti korozi a požáru, třeba zajistit vodorovnou nepropustnost plechu vůči betonu. Některé požadavky se splňují jen obtížně. Naše směrnice (VÚPS Praha 1986) jsou formulovány pro plechobetonové žebrové desky nosné ve směru žebra. Při uložení desky po celém obvodu a náležité rozsažení výztuži přenáší deska zatížení v obou hlavních směrech.

Je na místě připomenout, že na ochranu tenkostěnných profilů proti korozi pomocí zinkování nelze dlouhodobě spoléhat. V průmyslovém prostředí již po 3 až 5 letech je nutno opatřit vnější zinkové povrchy nátěrem.

Dalším druhem opotřebení je otlěr (abraze), který způsobuje oslabení nosných



Obr. 71 • Pokles pevnosti oceli při opakovaném namáhání (únavové diagramy)

prvků v důsledku tření pohybujících se hmot (výskyty bunkrů, rudné mosty ap.). V některých případech lze ocel chránit protiobrusným obložení (např. čedičovými deskami), jinde se s jejím opotřebením počítá a oslabené prvky se po čase vyměňují.

Životnost ocelových konstrukcí vystavených **proměnlivému zatížení** se snižuje v důsledku únavy materiálu v závislosti na počtu cyklů a charakteru namáhání (obr. 71). **Málocyklóvá únava** se projevuje při vysokých napětích dosahujících meze kluzu; k únavovému lomu dojde při méně než 10^4 cyklech. Pro **mnohocyklóvou únavu** (při více než 10^5 cyklech) je charakteristická nízká úroveň napětí při porušení. Opakované namáhání v pulzním či mřížovém tlaku je příznivější než proměnné namáhání v tahu nebo namáhání střídavě, s proměnnou orientací. Konstrukce namáhané na únavu (mosty, jeřábové dráhy, komíny a stožáry, štíhlé skelety vysokých budov atp.) mají být prosty vrubů, náhlých změn průřezů; zvláštní pozornost je třeba věnovat svařování, na montáži se preferují třecí spoje.

S velkými problémy proti spolehlivosti ocelových konstrukcí se setkáváme v souvislosti s nevyhovující **protipožární ochranou**. Mezi stav ztráty únosnosti ocelového prvku vlivem vysoké teploty nastává při dosažení kritické teploty kolem 470 °C. Takové teploty může být na požáři dosaženo již během asi 8 minut. Požadovaná požární odolnost ocelových prvků záleží na řadě okolností a obvykle má být 30 až 60 minut. Ocelové prvky vydrží bez ochrany asi do 15 minut, a proto je musíme v řadě případů (např. v občanských budovách) proti účinkům vysokých teplot chránit. Účinnost některých ochranných prostředků je uvedena na obr. 72.

Požární odolnost stavebních konstrukcí se zabývá ČSN 73 0821 a 73 0851, **hořlavost** stavebních hmot ČSN 73 0823, **výhřevnost** látek ČSN 73 0824.

Ke stavebním poruchám dochází také následkem **tepelné roztažnosti** prvků.

Zesilování a rekonstrukce ocelových konstrukcí

ZPŮSOBY ZESILOVÁNÍ

Při rekonstrukcích či zesilování nosných systémů se setkáváme hlavně s těmito případy:

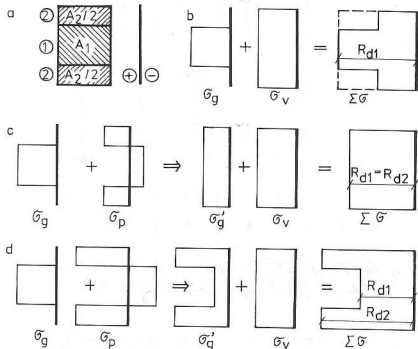
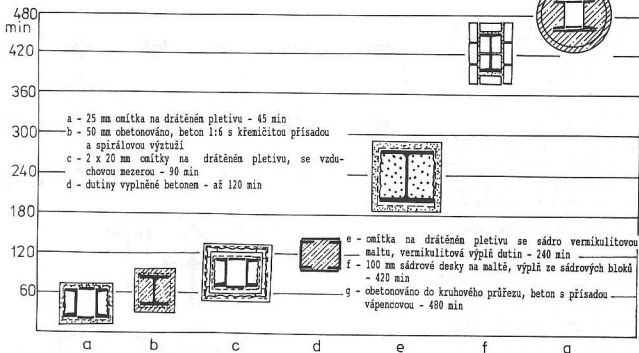
- konstrukce se zesilují v zatíženém stavu,
 - konstrukce je dočasně odlehčena nebo podepřena,
 - konstrukce byla k účelům rekonstrukce demontována.
- Může jít o zesílení:
- trvalé,
 - dočasné,
 - prozatímní (havarijní),
 - výhledové (plánované do budoucna).

Únosnost prvků či konstrukcí lze zvýšit různými **způsoby**, z nichž nejužívanější jsou tyto:

- zesílení nejnamáhanějších průřezů,
- zavedení dodatečných podpor,
- doplnění nových nosných prvků,
- změna statického systému, úprava podmínek uložení,
- sřazení samostatné působících prvků,
- propojení samostatných nosných soustav, využití prostorového spolupůsobení,
- přesun působití břemen, např. pomocí vložené konstrukce,
- snížení zatížení, např. uplatnění lehčích krytín, stropů či mostovek ap.,
- zlepšení stabilních poměrů zmenšením štíhlosti tlačných nebo ohybaných prvků,
- úprava dynamického působení konstrukce s ohledem na únavu materiálu či nebezpečí rezonance,
- úprava detailů nevyhovujících s ohledem na křehký lom,
- regulace průběhu napětí a sil.

Kombinativní opatření je možno navzájem kombinovat. Spolu s konstrukčními prvky musíme zesílit také jejich připojení.

Větší zatížení můžeme někdy přepustit i bez zasahování do konstrukce, např. v důsledku výstřednějšího výpočtového postupu, důslednějším využitím statické neúčinnosti či prostorového působení konstrukce,



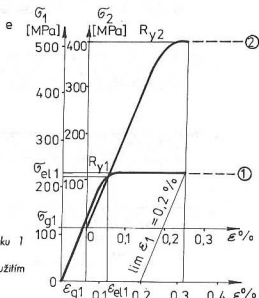
Obr. 72 • Požární odolnost ocelových sloupů chráněných proti ohni - podle švýcarských a německých pramenů. ČSN 73 0821 uvádí hodnoty vyšší či rovnatelné, u případu d však jen 25 min

nebo respektováním plastické rezervy materiálu. Jindy lze těžit z použití progresivnějších norem pro navrhování. Širší cílevědomé uplatnění statistických nebo pravděpodobnostních přístupů může vést na výhodnější výpočtové součinitele, a tím např. na nižší výpočtové zatížení nebo vyšší výpočtovou pevnost.

Většina opatření, směřujících ke zvýšení únosnosti konstrukcí, je založena na přidávání dalšího materiálu - zesilujících profilů, předpínacích systémů, vložených podpor atp.

Na obr. 73a je tažený prut 1 zesílen příložkami 2. Původní prvek 1 je namáhán napětím od neodstraněného původního, vesměs stálého zatížení σ_p , příložky 2 jsou v okamžiku připojení k prvu 1 bez napětí. Následně vyzvozené napětí σ_v od přidávaného zatížení, hlavně užitného, ale i dalšího stálého (hmotnost zesilujících materiálů) je již přeneseno celým průřezem. Úhrnné napětí $\Sigma \sigma = \sigma_g + \sigma_v$ se vyznačuje schodovitým průběhem. Plně namáhán až na výpočtovou pevnost R_{d1} je jen původní část 1, zatímco nové příložky 2 mají napětí nižší a při výpočtové pevnosti $R_{d2} = R_{d1}$ zůstávají nevyužity (obr. 73b).

Vyrovnané výsledné napjatosti $\Sigma \sigma = R_{d1} = R_{d2}$ po celém průřezu lze dosáhnout takovým předepnutím přílozek 2 na napětí σ_p (obr. 73c). Příložky 2 se k zesilovanému prutu 1 připojí buď jen na koncích prutu, nebo od místa k místu, nebo průběžně. Po uvolnění napínacích zařízení se do zesilovaného prutu 1 vnáší tlak, v příložkách 2 zůstává tahové předpětí.



Obr. 73 • a) Zesílení taženého prvku 1 příložkami 2 - obrazce napětí b) bez využití přepínání; c) d) s využitím předpětí; e) využití plastické rezervy

Obr. 74 • Příklady zesílení a) posových; b) výplňových prutů příhradových nosníků; c) sloupů; d) plnostěnných nosníků

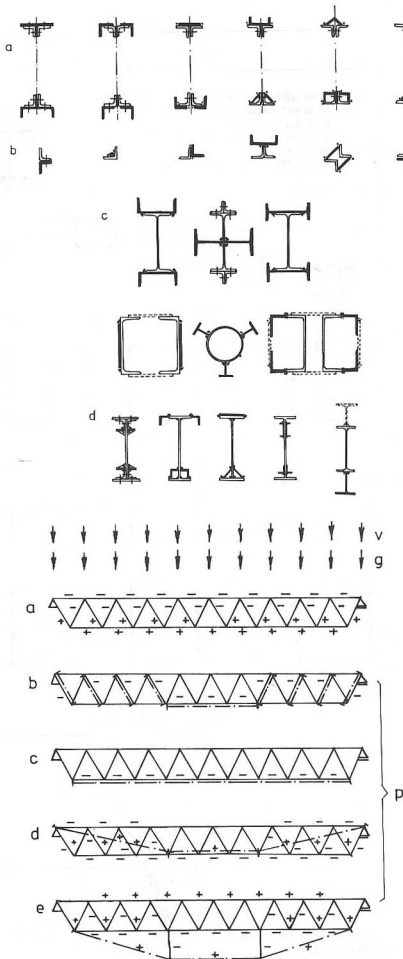
V obr. 73d je znázorněn případ přílozek 2 se zvýšenou výpočtovou pevností $R_{d2} > R_{d1}$. Vhodně velkým tahovým předpětím přílozek 2, vedoucím na stupňovité napětí od předpětí σ_p , dosáhneme plné výtěžnosti celého průřezu při výsledném napětí $\Sigma \sigma = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_v$. Z podmíněk plného využití obou částí prutu $\Sigma \sigma_1 = R_{d1}$ a $\Sigma \sigma_2 = R_{d2}$ plynou potřebné hodnoty průřezové plochy A_2 přílozek a síly P od předpětí.

Tuhých zesilujících přílohek se využívá zejména při zesilování bez předpětí, obr. 74. U nýtovaných prvků by nově přidané části neměly oboustranně překrývat hlavy nýtů s ohledem na budoucí kontrolní prohlídky. U nosníků se zesilující příločky snadněji přivažují shora, což ve stávajících konstrukcích není ovšem vždy možné vzhledem k neseným dílům (podlaha, krytina, mostovka ap.). Při předpinání jsou prvky 2 tvořeny nejčastěji ohebnými vysokopevnostními táhly z patentovaných drátů, kabelů či lan.

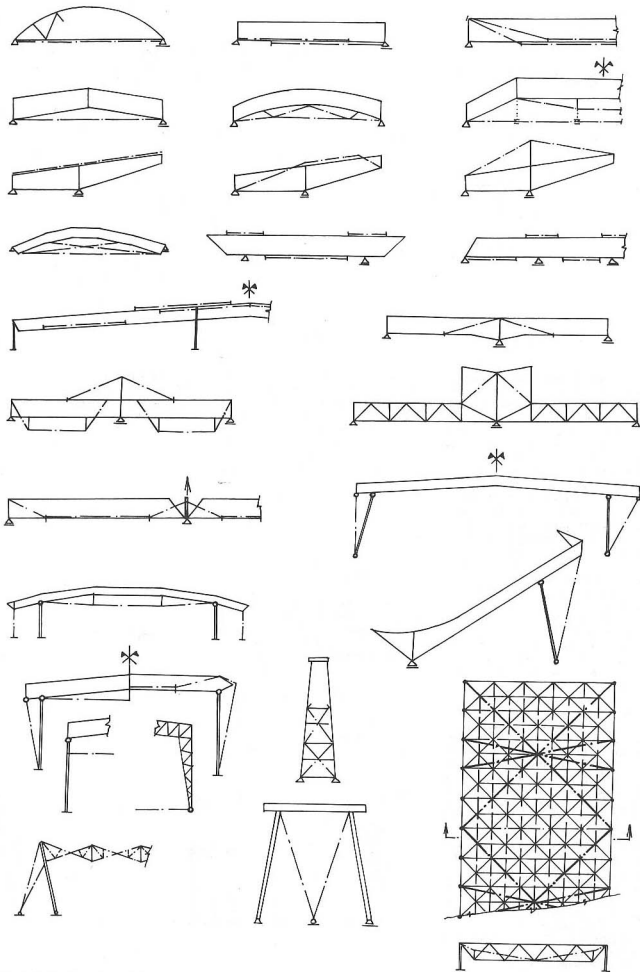
Obr. 75 ukazuje vliv přidání nových předpinacích prvků k příhradovému nosníku. Jsou zde vyobrazena znaménka osových sil N_g (plus – tah, minus – tlak) vznikajících v prutech příhradové konstrukce od zatížení g . Předpinací táhla umísťujeme tak (obr. 75b–e), aby se jejich napnutím v co nejvíce původních prutů vyvodily síly N_p opačných znamének. Tím síly N_g zmenšíme na $N'_g = N_g - N_p$ a získanou část únosnosti prutů využijeme na přenesení sil N_v od později aplikovaného zatížení v . Některé pruty nejsou předpětím vůbec ovlivněny, v jiných může namáhání v důsledku předpětí i vzrůst; takové pruty zesílíme jiným způsobem. Někdy to však ani není třeba. Např. na obr. 75d, za předpokladu průběžného horního pásu, jeho pruty u podpor budou po předpětí lépe využity a při plném zatížení nemusí být přetíženy. Jak je zřejmé z obr. 75e, uspořádání s polygonálním táhlem vně obrysu je co do vyvolání sil opačného znaménka neefektivnější.

Na obr. 76 jsou uvedeny příklady plnostěnných konstrukcí předpjatých vysokopevnostními táhly. Příklad zesílení prostého plnostěnného nosníku vložním a posunem mezilehlé podpory znázorňuje obr. 77. Prostý nosník může přenášet zatížení g při maximálním průřezném průhybu $w = 5 \text{ gL}^4/384 \text{ EI}$. Vložním a posunem v střední podpory lze přípustné zatížení zvýšit na $g + v$, přičemž poměrný přírůstek únosnosti v/g závisí na velikosti poměrného posunu w/w (obr. 77c, křivka 1). Reakce původního prostého nosníku nebudou překročeny, pokud zatížení v/g zůstane pod přímkou 2.

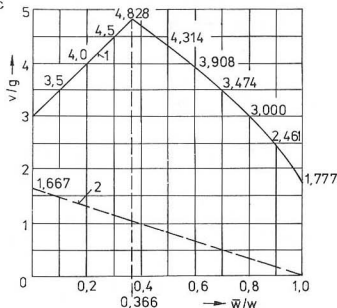
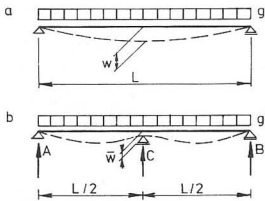
V předchozích příkladech se k zesílení konstrukce využívalo předpinání či,



Obr. 75 • Vliv předpinacích táhel na změnu napjatosti příhradových nosníků



Obr. 76 • Příklady efektivního průběhu vysokopevnostních táhel (čerchovaně). Střed dole (věž a stožár elektrického vedení); předpjatá lana mohou přenášet tlak



Obr. 77 • Zesílení plastického nosníku vložením a posunem střední podpory

obecněji, **umělé redistribuce** napětí a vnitřních sil. Při splnění podmínek podle ČSN 73 1401, čl. 79 a 80, lze využít **přirozené redistribuce – plastické rezervy** oceli. Dosáhne-li u oceli s vyznačenou prodlevou na mezi kluzu napětí v nejvíce namáhaných vlákních meze kluzu, při pokračujícím nárůstu zatížení se napětí již dále nezvyšuje. Ke zvětšování namáhání dochází v ostatních, ještě ne plně využitých místech. S rozvojem plastických deformací se **přeskupují napětí** přirozenou cestou po průřezech nebo **vnitřní síly** po konstrukci tak, že je lépe využito větší části nejnamáhanějších průřezů a většího počtu nejnamáhanějších míst v konstrukci. Jednotlivé prvky či celá konstrukce pak jsou schopny přenášet zvýšené zatížení.

■ Uvádíme dva příklady využití plastické rezervy oceli:

V prvním případě, obr. 73b, je čárkovaně vyznačeno vyrovnání výsledného napětí $\sigma = R_{d1} = R_{d2}$ i v zesilujících příložkách 2 taženého prutu, ovšem za cenu značného plastického přetvoření původního prvku 1. Norma ČSN 73 0038 omezuje poměrné přetvoření prvku 1 hodnotou $2R_{d1}/E$, což je 0,2 % pro oceli řady 37 ($t \leq 25$ mm). Obr. 73e ukazuje, že v řadě případů bude možné i bez předpětí plně využívat zesilujících příložek 2, a to i s vyšší výpočtovou pevností $R_{d2} > R_{d1}$. Důležitým činitelem přitom je úroveň napětí σ_{d1} při zesilování. V obr. 73e jsme uvažovali $\sigma_{d1} = 100$ MPa a jako krajní hodnoty meze kluzu $R_{y1} = 230$ MPa a $R_{y2} = 400$ MPa. Bez využití plasticity by zesilující prvky 2 bylo možné namáhat jen na $R_{y1} - \sigma_{d1} = 130$ MPa $\ll R_{y2}$.

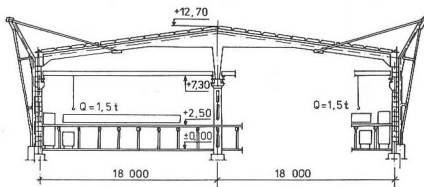
Druhý příklad se týká plastické redistribuce ohybových momentů ve spojitém nosníku s mnoha poli, rovnoměrně zatíženém, obr. 77, využití plastické rezervy umožňuje zvýšit zatížení až o 31,3 %, krajní pole je však třeba zesílit.

Na neudržovaných nebo špatně navrhovaných ocelových objektech působí značné škody koroze. Způsob **rekonstrukce**

zkorodovaných dílů závisí na rozsahu poškození. Zbylo-li ze zdravého jádra průřezu jen málo, je nejmoudřejší poškozený prvek vyměnit, zpravidla za díl s modernějším designem. Po mechanickém odstranění zrezivělých vrstev lze menší plochy opravovat navařováním nového materiálu, s jeho následným vybrušením do hladkého povrchu. Rozsáhlejší, ale nehluboké škody odstraňujeme zesílením zkorodovaného prvku některým vhodným, již uvedeným způsobem. Rez je třeba odstranit oklepáním, kartáčováním a broušením až na zdravý materiál. Nakonec je nutno obnovit ochranné nátery. Zesilující prvky by neměly překrývat sanovaná místa v zájmu příštích prohlídek.

Z nedostatku místa jsme se věnovali pouze příkladům rekonstrukcí ocelových nosných systémů. Ocel má samozřejmě široké použití i při **rekonstrukcích objektů z jiných materiálů**. Např. ve starých zděných stavbách se rozestupující zdi stahují ocelovými kleštinami, klenby se pro zachycení roztačujících vodorovných sil v rovině uložení propojují ocelovými táhly atp. Nevyhovující betonové prvky (sloupy, trámy) se zesilují paralelně přiloženými ocelovými profily; betonové nosné systémy

se doplňují ocelovými vzpěrnými nebo věšadly (obr. 78). Betonové nádoby, síla či potrubí se rekonstruuje ovínováním předpjatými dráty s následným dobetonováním vnější vrstvy ap.



Obr. 78 • Zesílení železobetonového rámu přídatnou ocelovou konstrukcí (stojky a závěsy)

na druhých je přichycen podhled (obr. 83). Tato úprava zmenšuje deformace podhledu od zatížení stropu. Nevýhodou stropu s rákosníky je oslabení nosných zdí větší počtem uložených otvorů (kapes) blízko sebe.

Trámový strop uložený na ocelových válcovaných nosnících (traverzách) se používal pro místnosti s větším rozpětím a větším zatížením (obr. 84). Ocelové nosníky (průvlaky) se rozmísťovaly 2,5 až 5 m od sebe, dřevěné trámy (stropnice) se kladly na ocelové nosníky v osové vzdálenosti 0,9 až 1 m. Dřevěné trámy se ukládaly buď na horní, nebo častěji na dolní pásnice ocelových nosníků. Trámy mezi ocelovými nosníky byly „utaženy“ klíny a kotveny třmeny k ocelovým nosníkům. Podbíjení se kladlo šikmo, aby se překryla dolní pásnice.

Fošnový strop (americký) měl jako nosné prvky fošny umístěné v osové vzdálenosti 0,5 až 0,8 m. Stropy neměly základ, podlaha byla přímo na fošnách.

Vzpříčené stropy se navrhovaly pro větší rozpiny do 10 m (obr. 85). Nosnými prvky byly úzké trámy s rozměry příčného průřezu 100/300 až 180/400 mm, uložené ve vzdálenosti 0,5 až 0,8 m a vzájemně zajištěné buď prkny, nebo latovými kříži a ocelovými táhly. Nevhodnou těchto stropů byla velká konstrukční výška a značné oslabení nosných zdí poměrně hustě umístěnými otvory (kapsami) pro uložení trámů.

Povalové stropy byly vlastně dřevěnou deskou sestavenou z dřevěných trámů (polohraných nebo i kulatiny), uložených těsně vedle sebe. Trámy (povaly) byly vzájemně spojeny klínky, hmoždinkami nebo skobami, spáry se vymazávaly hliněnou mazaninou, která se užívala také místo

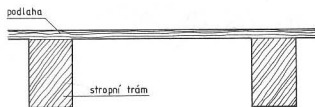
stropnice) v osové vzdálenosti 0,9 až 1,0 m (na obr. 79). Na trámech jsou prkna spojena drážkou nebo polodrážkou. U větších rozpětí jsou stropní trámy (stropnice) nesené průvlaky (podvlaky). Současným požárním i akustickým požadavkům tyto stropy nevyhovují.

Jednoduchý trámový strop se záklopem a násypem má větší odolnost proti požáru než předchozí strop (obr. 80). Nad záklopem je vrstva násypu – písku, stavebního rumu, šterku, škváry – s dřevěnými polštáči a podlahovými vrstvami. Variantou tohoto stropu je strop kazetový.

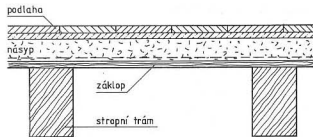
Trámový strop s podhledem se záklopem a násypem se vyskytuje ve starších obytných budovách nejčastěji (obr. 81). Tento strop se podle tehdejší terminologie nazýval polospalný, neboť hlavní nosný prvek (trám) byl oddělen od venkovního zdroje požáru, a tak se prodloužila doba, po kterou byl schopen plnit nosnou funkci při vzniku a rozšíření požáru. Podhled je z podélně našápnutých prken tl. 13 mm (topinek, podbíječek), aby se omezil účinek deformace dřeva vyvolaný stykem s vlhkou omítkou.

Trámový strop se zapuštěným záklopem (výdeňský) částečně odstraňoval velkou konstrukční výšku předchozího typu (obr. 82).

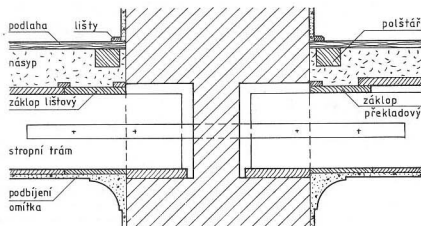
Trámový strop s rákosnicí (pražský) má dva druhy trámů: jedny nesou záklop, podlahové vrstvy a užité zatížení, zatímco



Obr. 79 • Jednoduchý trámový strop



Obr. 80 • Jednoduchý trámový strop se záklopem a násypem



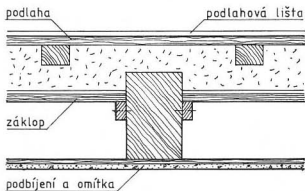
Obr. 81 • Trámový strop se záklopem, násypem a podhledem

násypu (obr. 86). Do hliněné mazaniny se přimíchávaly polevy a sláma pro vylehčení.

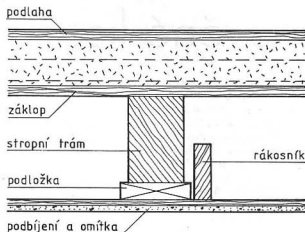
V některých venkovských regionech se lze setkat s lepenými stropy (obr. 87). Na trámech jsou shora nebo z boku položeny těsně vedle sebe tyče oмотané slámou namáčenou v hliněné kaši. Hliněná mazanina se nanášela i na horní plochu stropu.

Zřídka se vyskytují stropy, které měly nosné profily složené z prken, jejichž vzdálenost byla dána délkou cihel, které se kladly na profily z prken místo záklopu.

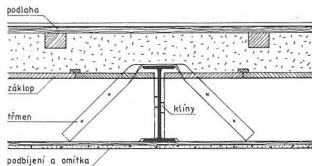
I u bytových staveb se lze setkat se staršími stropy, jejichž nosné prvky jsou lepeny. Jde o plošné lepené spojení sekundárně doplněné hřebíky. Pro lepení se většinou používala kaseinová lepidla.



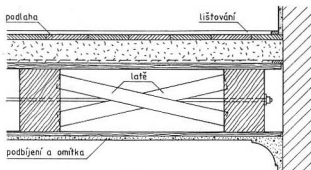
Obr. 82 • Trámový strop se zapuštěným záklopem (vidieňský)



Obr. 83 • Trámový strop s rákosníky (pražský)



Obr. 84 • Trámový strop do ocelových nosníků



Obr. 85 • Vzpříčený strop

Historické konstrukční předpisy a empirická pravidla navrhování dřevěných stropů

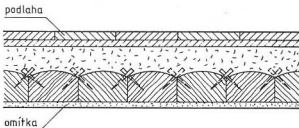
Pro určení výšky h a šířky b dřevěného trámu (v metrech) platily vztahy v závislosti na typu, zatížení a rozpětí stropu. Za rozpětí byla brána světlá vzdálenost nosných zdí. Při vzdálenosti trámů (stropnic) 1 m (s výjimkou povalů) a při rozpětí L nejvýše 6,5 m platily tyto vztahy:

- trámový strop
 $h = 0,02 L + 0,16$ [m], $b = 0,7 h$ (obytné budovy),
 $h = 0,02 L + 0,20$ [m], $b = 0,20 h$ (školy),
- rákosníky trámového stropu
 $h = 0,015 L + 0,08$ [m], $b = 0,5 h$,
- povalový strop
 $h = 0,02 L + 0,06$ [m].

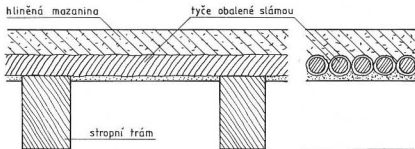
Délka uložení se doporučovala min. $d = 0,1$ m. Vztah pro výpočet této délky d byl $d = 0,02 L + 0,1$ [m].

V uložení trámů se mělo ponechat zhlaví volné, nezazděné, případně se měly cihly klást nasucho (obr. 88). Pod trámem měla být podlažka z impregnovaného dřeva a čelo trámu mohlo být kryto cihlou nebo taškou. Tyto požadavky obsahuje ČSN 73 3150, čl. 99.

Stropnice se využívaly pro stažení protilehlých nosných stěn objektů. Každá třetí až



Obr. 86 • Povalový strop



Obr. 87 • Lepeniční strop

čtvrtá stropnice měla tzv. trámové kleště z plochého železa se závlačky ve zdivu (obr. 88). Starší způsob používal místo trámových kleští trám umístěný ve zdi a spojený se stropnicí. Tento konstrukční systém

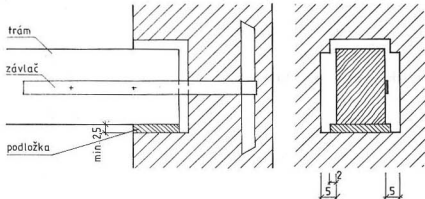
připomíná dnešní železobetonové věnce spojené se stropní konstrukcí.

Z požárních důvodů byla stanovena mim. tloušťka náspy mezi dolní hranou polštáře a záklopem 30 mm (celková

tloušťka náspyu pak byla 80 až 120 mm). Moravský stavební řád požadoval tloušťku náspyu mezi dolní hranou polštáře a horní plochou záklopu alespoň 80 mm, což vedlo k větší tloušťce stropu.

PŘEDNOSTI A NEDOSTATKY DŘEVĚNÝCH STROPŮ

Dřevěné stropy byly po dlouhou dobu jedinou konstrukční možností pro ploché stropní konstrukce s omezením vyplývajícími z vlastností použitého materiálu organického původu. K přednostem dřevěných stropů patří dostupnost materiálu, možnost opravy nebo výměny, malá objemová hmotnost (snadná doprava), snadná opracovatelnost a možnost provedení mnoha typů spojů. Nedostatkem je jejich hořlavost, možnost napadení biotickými škůdci a variabilita vlastností.



Obr. 88 • Uložení stropního trámu

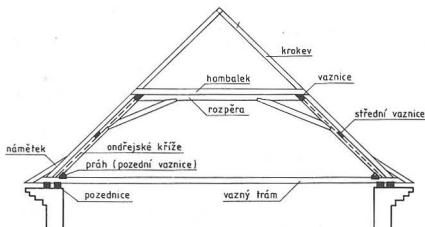
Dřevěné krovy

HLAVNÍ TYPY DŘEVĚNÝCH KROVŮ

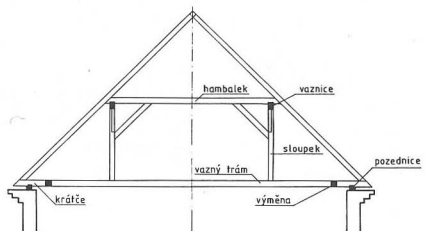
Vývoj krovů a jejich konstrukčních možností je pestřejší než u dřevěných stropů [4, 5, 7, 10, 11]. Od konce 19. století se sice převážně používaly vaznicové soustavy s kleštinami, avšak i hambalkové krovy. Starší krovy měly krokve začepované do vazných trámů, které byly ve všech vazbách. Vazný trám, který byl často i stropním trámem, byl na zdivu uložen na pozednicích. Krokve byly nesené vaznicemi, které byly podporovány v plných vazbách lichoběžníkovými rámy s rohy zesílenými pásky v příčném směru. V každé vazbě byl hambalek, který byl umístěn nad vaznicemi a rozpíral krokve (obr. 89). V průběhu doby se začala konstrukce krovu odlehčovat, vazné trámy v jalových vazbách byly vypuštěny a nahrazeny krátkaty a výměnami, které byly začepovány do vazných trámů. Podélná tuhost byla zajištěna ondřejskými křížky. Začíná se důsledněji oddělovat stropní konstrukce od vazných trámů (obr. 90).

V roce 1831 byl pražskému tesaři M. Ránkovi patentován krov, u kterého byly krokve čepovány do prahů (krátkata a výměny byly vypuštěny), které byly zachyceny do vazných trámů. Hambalky byly vynechány a nahrazeny šikmými sloupky s rozpěrami (obr. 91). Nevýhodou tohoto krovu byly deformace a poruchy značně namáhaných prahů.

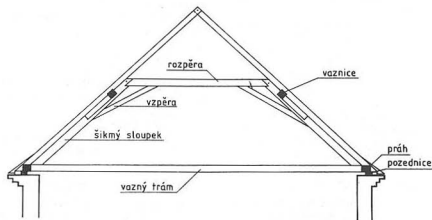
Další vývoj přinesl vaznicové krovy s kleštinami a s různými typy stolic v plných vazbách krovu (obr. 92 a 93). Krokve byly uloženy na pozednicích a staženy kleštinami, které byly umístěny pod vaznicemi a na rozdíl od hambalků byly taženými prvky. Vaznice nesly sloupky. Podélnou tuhost krovu zajišťovaly pásky, které zmenšují rozpětí vaznic, viz čl. 62 ČSN 73 1701. Tento nejpoužívanější krov 20. století má mnoho variant. Pro větší rozpětí krovu nebo pro atypické způsoby podepření krovu jsou navrhovány věšadlové soustavy. Vaznicové krovy mají mnohem menší spotřebu dřeva než starší konstrukce krovů.



Obr. 89 • Hambalkový barokní krov



Obr. 90 • Hambalkový krov s krátkaty



Obr. 91 • Ránkův krov

U bytových staveb se pouze výjimečně používají vazníkové konstrukce, lamelové nebo prostorové příhradoviny či krovky s lepenými prvky.

Statické posouzení krovů ZATÍŽENÍ KROVŮ

K posouzení krovů podle mezních stavů únosnosti je třeba stanovit účinky zatížení vyjádřené vnitřními silami a ohybovými momenty. Při posouzení podle mezních stavů použitelnosti se určuje přetvoření nebo průhyby.

Charakteristické (normové) hodnoty f_k jednotlivých zatížení f , parciální součinitel zatížení γ_a kombinační součinitel ψ_i určuje ČSN 73 0035.

K výpočtu vnitřních sil a momentů v jednotlivých prvcích krovu je vhodné určit složky zatížení f_a kolmé k ose prvku a složky f_s směru osy prvku podle vztahů uvedených na obr. 94.

Za základní kombinaci zatížení uvažujeme nejneprůzračnější zatížovací stav podle obr. 95.

KROKVE

Krokve nesou střešní plášť, tj. krytinu s bedněním nebo latováním a izolačními vrstvami, případně podhled a nahodilá zatížení. Jsou-li uspořádány ve směru kolmém k okapu, tvoří buď samostatnou nosnou krokevní soustavu – prostou a hambalkovou, nebo jsou osedlány na pozednice a vaznice, a jako nosníky přenášejí zatížení na podporové pozednice a vaznice. Krokve rovnoběžné s okapem tvoří prosté i spojitě nosníky uložené obvykle na vaznicích.

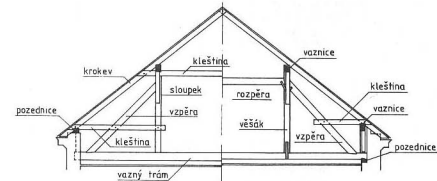
Uložení krovů – osedlání a kempování na vaznici nebo izolizujeme ve statickém výpočtu jako vedení po přímce neboli prosté uložení (obr. 96 a,b). Začepování krokve do vazného trámu, uložení na pozednici, kde je kotvením nebo kleštinami bráněno posuvu, považujeme za kloubové uložení (obr. 96 c,d). Spojení krovů ve hřebenu na ostřih nebo přepřátování lze podle celkového působení soustav považovat za vnitřní kloub soustavy nebo za vedení po přímce kolmé k ose protější krokve (obr. 96 e).

PROSTÁ KROKEVNÍ SOUSTAVA

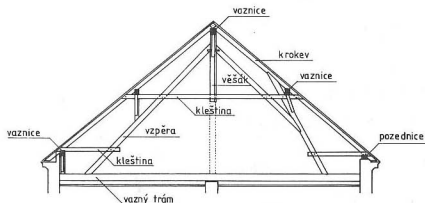
Nosnou konstrukcí střešního pláště tvoří pouze krokve, které jsou připojeny k vazným trámům (obvykle k stropním trámům) a navzájem spojeny ve hřebenu (obr. 97 a). Každý pár krovů tvoří tříkloubovou soustavu naznačenou na obr. 97 b a 97 c. Tříkloubová soustava je staticky určitá. Složky reakcí (A_x, A_z, B_x, B_z) vypočteme ze tří statických podmínek rovnováhy všech vnějších sil (reakcí a zatížení) působících na soustavu a podmínky nulového ohybového momentu v kloubu C. Nejvíce namáhaným průřezem je obvykle střed návětrné krokve.

HAMBALKOVÁ SOUSTAVA

V základní hambalkové soustavě je každá dvojice krovů přibližně v polovině až dvou třetinách výšky krovu vyztužena



Obr. 92 • Vaznicový krov se stojatou stolicí



Obr. 93 • Vaznicový krov s ležatou stolicí

vodorovnou rozpěrou – hambalkem (obr. 98 a). Hambalek je ke krovkám připojen začepováním nebo přepřátováním (obvykle na rybinu) a spoj je zajištěn kolíkem.

Hambalková soustava působí jako tříkloubová soustava s další vazbou – kloubové připojením prutem. Soustava je jedenkrát staticky neurčitá. K řešení lze užít silové metody. Za staticky neurčitou veličinu X_1 volíme osovou sílu v hambalku (obr. 98 b), nebo vodorovnou složku reakce v podporovém kloubu (obr. 98 c).

Vliv normálových sil je v prvcích namáhaných ohybem možné zanedbat.

V rovině hambalků je často konstruováno podélné ztužení – větrový nosník kotvený do štiřových zdí. Hambalku se také využívá jako nosník pro mezistrop, který tvoří tubou desku. Hambalek je v těchto případech ve vodorovné rovině neposuvný, pro nesymetrické zatížení, např. větrem, je konstrukce dvakrát staticky neurčitá (schéma obr. 99 a). Při větším rozpětí krovu (9 až 12 m) je hambalek podepřen vaznicemi stojatě nebo ležatě stolicí. Statická neurčitost se pak zvyšuje (např. obr. 99 b) a pro statické řešení je již běžné využít standardních programů počítačů. Pro přibližné posouzení je možné krokve uvažovat jako nosník podle obr. 99 c. Protože krokve je oslabena čepem nebo zářezem a je podepřena v průřezu D, posoudíme krokve pouze jako ohybový moment $M = \frac{1}{8} l^2$ (předpokládáme $N = 0$).

KROKVE VAZNICOVÝCH SOUSTAV

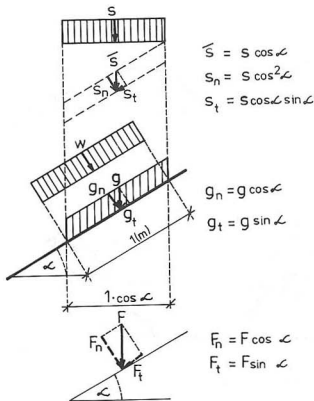
Každá krokve krovů malých rozpětí ($L < 7m$) je osedlána a přibita nárožníky na pozednici a vaznici a působí jako prostý

nosník nebo nosník s převýslým koncem při okapu, u pultové střechy i jako nosník s oběma převýslými konci. Vliv vynášení mezipodporového pole účinkem převýslých konců se s ohledem na oslabení zářezy sedla obvykle neuvažuje. Nedbáme též vlivu částečného vetknutí krokve při vrcholové vaznici způsobeného ztužující kleštinou. Krokve posuzujeme jako prostý nosník o rozpětí l_k mezi pozednicí a vaznicí (obr. 100 a).

V kombinaci zatížení je třeba rozhodnout mezi vlivem větru a osamělého břemene. Z porovnání momentových účinků je patrné, že vliv osamělého břemene převládá při $F_n > w_l/2$, kde w_l je zatížení větrem.

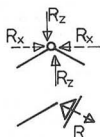
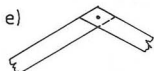
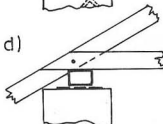
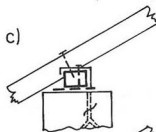
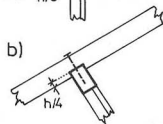
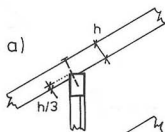
Krokve krovů větších rozpětí je kromě osedlání na pozednici uložena na střední vaznici a vrcholovou vaznici, nebo je v ostřihu opřena o protější krokve (obr. 100 b, c). Je sice konstruována jako spojitý nosník o dvou polích, ale oslabením krokve výřezem sedla nebo kampu dochází u střední podpory k náhlé změně průřezu – zmenšením momentu setrvačnosti a tuhosti styčnicku. Posuzujeme proto krokve na ohybový moment prostého nosníku nejdelšího pole a příslušnou normálovou sílu. Hodnotu normálové síly v místě posuzovaného průřezu stanovíme s ohledem na uspořádání vaznic, tj. směru možného posuvu podpor.

Značné převýslé konce krokve posoudíme jako konsoly na extrémní účinky z kombinací zatížovacích stavů podle obr. 100 d.



ULOŽENÍ KROKVE

VAZBA A REAKCE

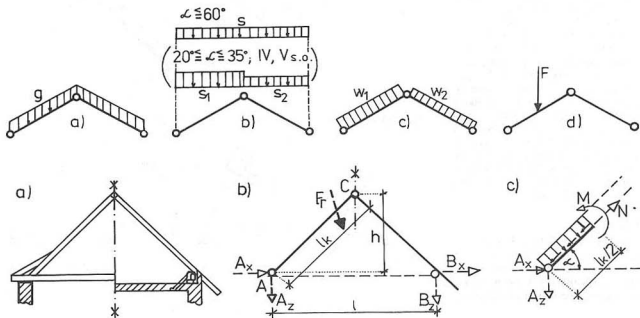


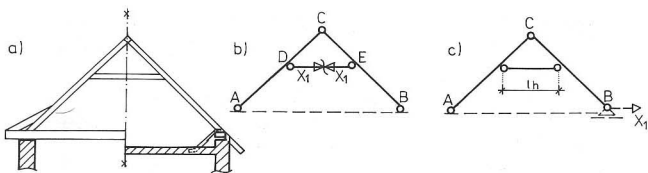
Obr. 94 (vlevo nahoře) • Složky zatížení prvků krovu
 s • zatížení sněhem na 1 m vodorovného průmětu osy prvku
 g • zatížení tíhou na 1 m osy prvku
 w • zatížení větrem na 1 m osy prvku
 F • svíslé soustředěné zatížení

Obr. 96 (vpravo nahoře) • Statická schémata uložení krokve

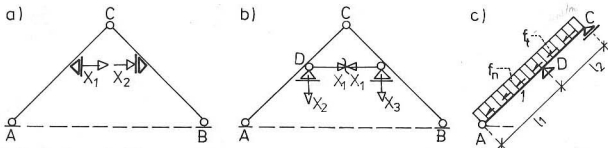
Obr. 95 (dole) • Zatěžovací stavy střešní konstrukce
 a • zatížení tíhou konstrukce, b • zatížení sněhem, c • zatížení větrem,
 d • zatížení osamělým břemenem

Obr. 97 (zcela dole) • Konstrukce a statické schéma prosté krokové soustavy





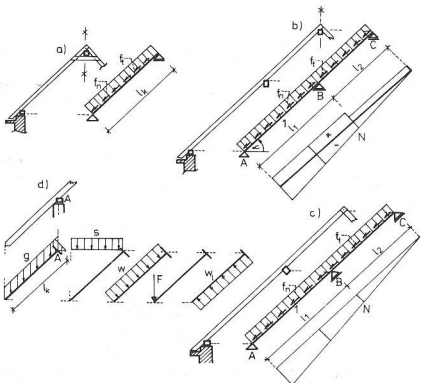
Obr. 98 • Konstrukce a statické schéma hambalkové soustavy



Obr. 99 • Statická schémata hambalkové soustavy
a • neposuvný hambalek, b • podepřený hambalek, c • krokev podepřeného neposuvného hambalku

KROKVE ROVNOBĚŽNÉ S OKAPEM

Krokve vlašské soustavy jsou kampo-
vány nebo jen uloženy na vaznicích a opíra-
jí se o zadrápnuté špalíky nebo úhelníky
(obr. 101 a). Podle vzdálenosti vazníků (3,6
až 4,5 m) jsou uloženy přes jedno, nejvýše
dvě pole. Krokev o jednom poli nebo osla-
benou kámpem posuzujeme jako prostý
nosník (obr. 101 b), neoslabenou krokev
uloženou přes dvě pole uvažujeme jako
spojitý nosník (obr. 101 b) namáhaný slože-
ným neboli šikmým ohybem.



Obr. 100 • Podepření a statická schémata krovů vaznicové soustavy

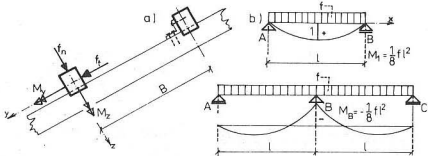
VAZNICE

Vaznice přenáší zátěží krovů na
nosnou soustavu plných vazeb. Obvykle
počítáme zátěží tíhou střešního pláště a
krovů, sněhem a větrem ze zatěžovací šířky
 $B = (l_1 + l_2)/2$ (obr. 102 a, b). Podle polohy
podélné osy průřezu (ve směru výšky) jsou
vaznice uloženy svisle (obr. 102 a, b1) nebo
kolmo k rovině střešní (obr. 102 b2).

Vaznice jsou obvykle přímo uloženy na
čepy sloupků plných vazeb (obr. 103 a)
nebo jsou podepřeny sedly, pásy, nebo
současně sedly a pásy (obr. 103 b, c, d).
Vaznice posuzujeme jako prosté nosníky.
Pro zatížení f_y ve směru y a ohybový
moment M_z je rozpětí l nosníku rovné vzdá-
lenosti os plných vazeb. Pro zatížení f_z a
moment M_y se podle ČSN 73 1701 uvažuje
redukováná délka l_1 nosníku vypočtená ze
vzorců uvedených v obr. 103 b, c, d. Vaznice
jsou namáhány dvěma momenty M_y a M_z ,
pásy tlakem $N_p = R_z/\sin \gamma$.

PLNÉ VAZBY

Nosné soustavy plných vazeb tvoří stoa-
té nebo ležaté stolice, vzpěradla, věšadla a
různé kombinace těchto základních
soustav. Nosná soustava plné vazby přejímá
zatížení vaznic a přenáší je na konstrukci
stavby.



Obr. 101 • Uložení a statická schémata krovů vlašské soustavy

Stolice

Nosnou konstrukcí stojaté nebo ležaté stolice jsou sloupky, které jsou někdy zapřeny vzpěrami (obr. 104). Sloupky posuzujeme jako kloubové uložené pruty namáhané tlakovou silou $N = -F_z V$, kde V je zatěžovací šířka plně vazby.

Sloupky stolice značně zatěžují vazné trámy, proto této vazby využíváme tam, kde je možné trámy ve střední části podepřít.

Vzpěry se podílejí na přenosu vodorovné složky zatížení střechy větrem. Předpokládáme, že vzpěra přenáší příslušnou tlakovou sílu při neúčinné (nenamáhané) protější vzpěře. Ke vzpěře jsou často připojeny kleštiny, které přenášejí vodorovnou složku reakcí krokvi (F_1 v obr. 104 a, b). K namáhání vzpěry je pak třeba přisoudit ještě ohybový a normálový účinek této síly F_1 .

Kleštiny BB, v obr. 104 b je vhodné posoudit na tlak $F_{B_y} = -f_y V$ včetně vzpěru.

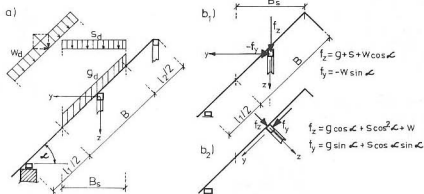
Vzpěradla

Šikmé sloupky – vzpěry vzpěradla – přenášejí zatížení vaznic k podporám vazného trámu. V obr. 105 a je znázorněna konstrukce a statické schéma jednoduchého vzpěradla podírajícího vrcholovou vaznici.

V levé části obr. 105 b je naznačena vzpěradlová konstrukce podírající vaznici v hambalkové soustavě, v pravé části pak vzpěradlo vaznicové soustavy. V obou případech tvoří konstrukce dvojnásobné vzpěradlo, kde šikmé sloupky jsou rozptýřeny rozpěrou a stabilitu soustavy je zajišťována pásky. Soustava je jednoráz staticky neurčitá. Při řešení silovou metodou volíme za staticky neurčitou veličinu X_1 ohybový moment uprostřed rozpěry nebo vodorovnou složku reakce v podporovém kloubu – čepu – vzpěry do vazného trámu. Osově síly v páscích počítáme z podmínek nulových ohybových momentů v kloubech mezi rozpěrou a vzpěrami (C, D).

Věšadla

Součástí soustavy věšadla je také vazný trám, který je zavěšen (prostřednictvím věšadlové objímky) na jednom nebo více sloupcích, tzv. věšácích. Podle počtu věš-



Obr. 102 • Zatížení vaznice

ků rozlišujeme věšadlo jednoduché (obr. 106 a), dvojité (obr. 106 b) i vícenásobné. Tíha trámu a jeho případné zatížení se věšákem a vzpěrami přenáší k podporám vazného trámu. Věšák je namáhán tahem, vzpěry a rozpěra vzpěrným tlakem, vazný trám ohybem a tahem.

Jednoduché i dvojnásobné věšadlo je jednoráz staticky neurčitá soustava. Při jejím řešení silovou metodou volíme za staticky neurčitou veličinu X_1 ve věšáku (obr. 106 a) nebo v rozpěře (obr. 106 b). Obvykle zanedbáváme vliv normálové síly (dilatace) v trámu.

Kombinované soustavy

Konstrukce plných vazeb krovů, zejména větších rozpětí, jsou vytvořeny spojením popsaných základních typů nosných soustav. V obr. 107 a, b jsou načrtnuty konstrukce vzniklé spojením vzpěradla a věšadla. Vazbu v obr. 107 b je účelné řešit jako příhradovou soustavu.

Plné vazby mansardových krovů v obr. 108 jsou složeny z vazeb stolice a vzpěradla nebo věšadla. V obr. 108 a jsou podrobně uvedena statická schémata pro posouzení krokvi (1., 2), sloupků (3), vzpěr (4.) a kleštín (5.).

Vazníky

Nosné vazby krovů průmyslových provozoven, skladů apod. byly často

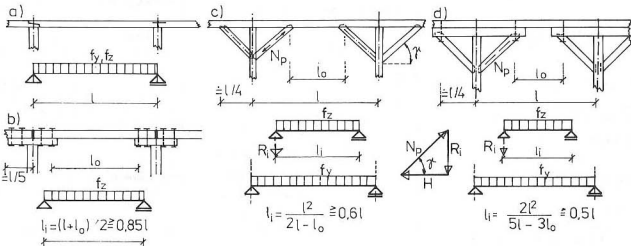
konstruovány jako příhradové vazníky. Při jejich statickém posuzování je třeba rozlišovat, které prvky lze uvažovat jako kloubové připojené pruty namáhané pouze osovou silou a které části vazníků jsou spojené s ohybovými účinky.

U konstrukce podle obr. 109 a jsou sedlové pásy spojené a mimostýčné zatížené krokvi; obdobně i spodní trám má vzhledem k minimálnímu oslabení v závěsu věšadla značnou ohybovou tuhost. Jako kloubově připojené pruty uvažíme pouze svlsici (věšák) a diagonály (vzpěry).

Vazník naznačený v obr. 109 b řešíme jako příhradovou soustavu s pruty kloubově spojenými ve styčnicích, neboť vazník je zatížen ve styčnicích a dolní pás je ve styčnicích podstatně oslaben čepem vzpěr.

GOTICKÉ KROVY

Gotické krovky jsou charakteristické svým převýšením, výška krovu je přibližně shodná s rozpětím. Rané gotické krovky tvoří krovkové soustavy – hambalkové vyztužené ondeským křížem (obr. 110 a) a s patrovými hambalky (obr. 110 b). V pozdějších krovkách jsou hambalky vynášeny vaznicemi podepřenými v plných vazbách vzpěradlovou nebo věšadlovou konstrukcí (obr. 111). Vzpěradlová konstrukce má často styk vzpěry a rozpěry ztužen širokým a několikanásobným rybinovým čepem připojeným páskem. Tím je vytvořena tuhá



Obr. 103 • Vaznice a redukovaná rozpětí nosníků

rámová konstrukce (levá část obr. 111 a). Konstrukce gotických prázdných i plných vazeb jsou většinou vícenásobně staticky neurčitě soustavy a k jejich posouzení využijeme výpočetní techniky a standardních programů deformační varianty metody konečných prvků.

Pravidla navrhování krovů podle dřevěších předpisů

Pro navrhování vaznicových krovů byla stanovena soustava empirických pravidel v závislosti na druhu krytiny, volné délce nosného prvku, způsobu podepření atd. Při použití těchto pravidel je omezena délka krokví mezi vaznicemi (4,5 m) a volná délka krokví bez vrcholové vaznice (2,5 m). Rozhodující vliv má tíha krytiny, at' již těžká (prejzová, dvojitá tašková), středně těžká (jednoduchá tašková, drážkové tašky, břidlicová) či lehká (šindelová, lepenková, plechová).

Podle uvedených vztahů se zjistí výška prvku h a k ní se podle typu prvku přiřadí šířka b . Volná délka prvku je a , vzdálenost plných vazeb je d , volná délka krokve od vaznice k vaznici je c . Všechny rozměry a délky jsou v metrech.

VAZNÉ TRÁMY

$$\text{těžká krytina: } h = \frac{a}{200} + 0,18,$$

$$\text{středně těžká krytina: } h = \frac{a}{200} + 0,17,$$

$$\text{lehká krytina: } h = \frac{a}{200} + 0,16,$$

Šířka vazné trámy b je $3/4$ až $5/7$ h , vztahy platí pro vazné trámy, které nejsou zatíženy sloupky nebo jsou součástí věšadla. Je-li vazný trám zatížen sloupky, zvětšují se jeho rozměry o třetinu.

VAZNICE

$$\text{těžká krytina: } h = \frac{c \cdot d}{100} + 0,03,$$

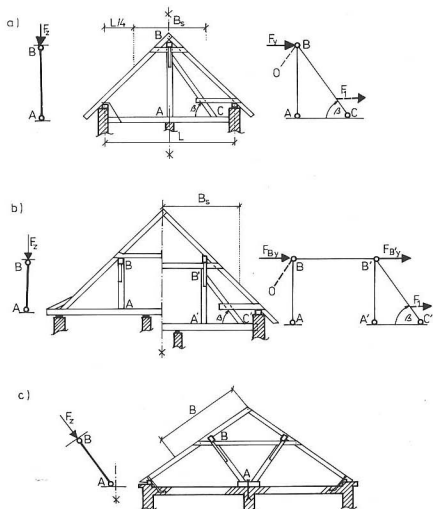
$$\text{středně těžká krytina: } h = \frac{c \cdot d}{100} + 0,02,$$

$$\text{lehká krytina: } h = \frac{c \cdot d}{100} + 0,02,$$

Šířka vaznice b je $3/4$ až $4/5$ h .

KROKVE

těžká krytina: $h = 0,03 a + 0,04$,
středně těžká krytina: $h = 0,03 a + 0,03$,
lehká krytina: $h = 0,03 a + 0,02$.
Šířka krokve b je $4/5$ h .



Obr. 104 • Konstrukce a statické schémata prvků stalice
a, b • stojatá, c • ležatá

VZPĚRY A SLOUPKY

$$\text{těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,14,$$

$$\text{středně těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,12,$$

$$\text{lehká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,10,$$

Šířka sloupky $b = h$, šířka vzpěry $b = 4/5$ h .

ROZPĚRY

$$\text{těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,12,$$

$$\text{středně těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,11,$$

$$\text{lehká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,10,$$

Šířka rozpěry b je $4/5$ h až h .

KLEŠTINY

$$\text{těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,16,$$

$$\text{středně těžká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,14,$$

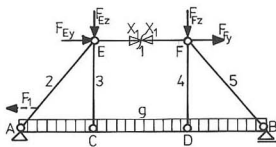
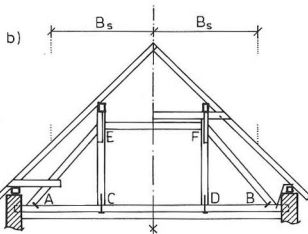
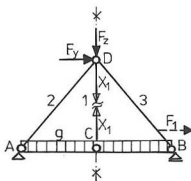
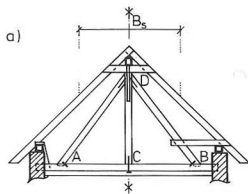
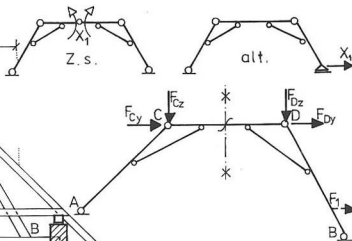
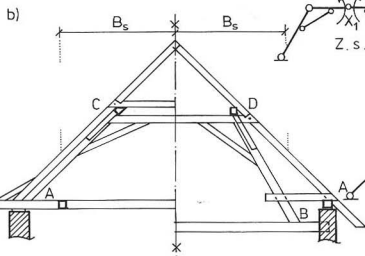
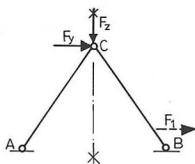
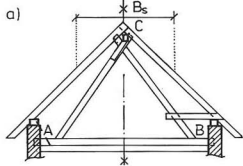
$$\text{lehká krytina: } h = \frac{a}{100} + 0,12,$$

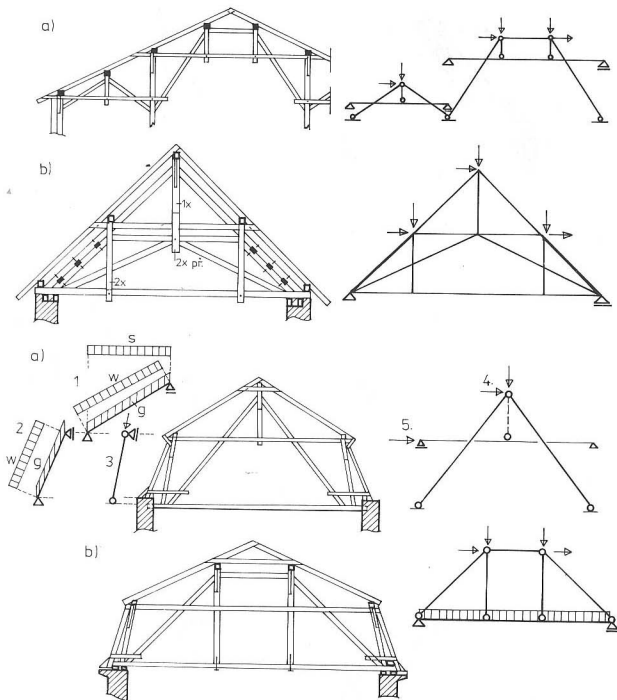
Jednoduché kleštiny mají šířku $b = 3/4$ h až $5/7$ h , u dvojitých kleštiny je $b = h/2$.

Konstrukční předpisy se převážně vztahovaly k ochraně krovů před požárem. Minimální vzdálenost dřevěných prvků od komínových těles byla 0,15 m. Krovky delší než 30 m se musely rozdělit požárními zdmi. Vazné trámy musely být odděleny od

Obr. 105 (vpravo nahoře) • Konstrukce a statické schéma vzpěradla
a • vzpěradlo jednoduché, b • vzpěradlo dvojnásobné

Obr. 106 (vpravo dole) • Konstrukce a statické schéma věšadla
a • věšadlo jednoduché, b • věšadlo dvojnásobné

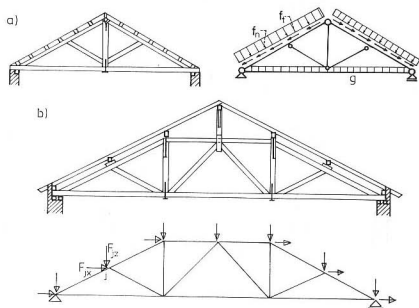


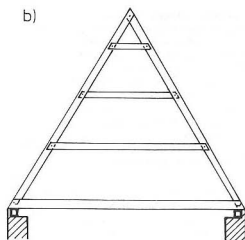
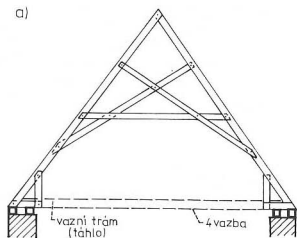


Obr. 107 • Příklady konstrukcí a statických schémát vazeb kombinovaných soustav

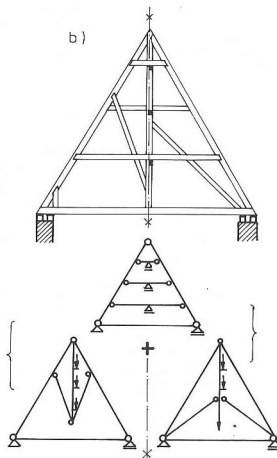
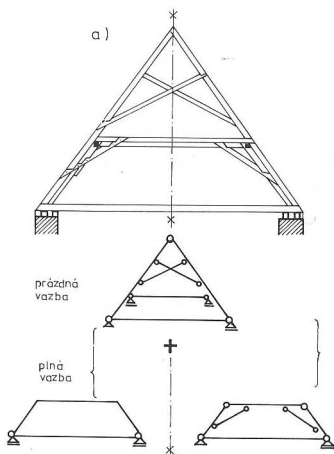
Obr. 108 • Konstrukce a statická schémata plných vazeb mansardových krovů

Obr. 109 • Konstrukce a statická schémata vazníků





Obr. 110 • Konstrukce a statická schémata vazeb raně gotických krovů



Obr. 111 • Konstrukce a statická schémata gotických krovů

stropu mezerou alespoň 80 mm nad nepalnou podlahou (Stavební řád pro Prahu). Později byla z tohoto ustanovení učiněna výjimka tzv. úlevou z roku 1919.

Současná ČSN 73 3150 připouští menší vzdálenosti dřevěných nosných konstrukcí od omtaného komínového zdiva – 0,05 m, avšak požadavek na vzdálenost vazného trámu od podlahy půdy je též jako ve starších předpisech.

Mechanické vlastnosti dřeva

Na stavební konstrukce se užívá dřevo jehličnatých a listnatých stromů. Nejčastěji se užívá jehličnatých dřevin, ale spojovací součásti se zhotovují ze dřeva tvrdých listnatých stromů. Při volbě jakosti dřeva je nutno uvažovat druh konstrukce nebo prvku, stupeň důležitosti, způsob namáhání a podmínky působení prvku.

Ze současných materiálů vyráběných ze dřeva se používají vodorovné překližky, dřevovláknité desky tvrdé a dřevotřískové desky s vodorovným lepidlem.

Výpočtové charakteristiky dřeva jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Pokud porovnáváme hodnoty dovolených namáhání z roku 1915 (Vávra 1921), a 1948 (ČSN 1052 – 1941) s hodnotami výpočtových pevností z roku 1983 (ČSN 73 1701), zjišťujeme poměrně značné rozdíly. Hodnoty výpočtových pevností SI jsou proti dovoleným namáháním z roku 1915 větší v ohybu o 50 %, v tahu o 25 %, v tlaku o 100 %, ve smyku o 20 %. Tento poměrně velký rozdíl je dán užitím vyššího stupně (míry) bezpečnosti, což byl poměr hodnoty meze pevnosti k hodnotě dovoleného namáhání. Hodnoty dovolených namáhání z roku 1915 jsou stanoveny pro dynamická zatížení.

Doporučené třídy pevnosti dřeva [2]				
Způsob namáhání a druh konstrukčních prvků	Doporučená jakost podle ČSN 49 1531			
	Deskové, hraněné řezivo	lepené lamelové prvky ²⁾	Výřezy pro stavební účely	
Prvky namáhané tahem (například táhla, tažené pruty příhradových konstrukcí, tažené pásy profilových nosníků, tažená zóna o výšce nejméně 0,17 h – kde h je výška lepeného lamelového nosníku).	SI	SA, SB	SP	
Prvky namáhané tlakem nebo ohybem (např. sloupy, vzpěry, tlačené pruty příhradových konstrukcí, tlačené pásy profilových nosníků, tlačená zóna o výšce nejméně 0,17 h – kde h je výška lepeného lamelového nosníku).	SI (SII) ¹⁾	SB, SC	SP	
Podružné nosné prvky a části, jejichž poškození neohroží bezpečnost hlavních nosných konstrukcí (například stěna profilových nosníků, vnitřní část lepených lamelových nosníků).	SII	SC, SD	SP	

¹⁾ Třídy SI se používá jen pro prvky s poměrně nízkým namáháním.

²⁾ Lamely vysoké pevnosti (třída SA) se navrhuje ve výjimečných případech po dohodě s výrobcem konstrukce. Při výrobě musí být zabezpečena zvláštní kontrola materiálů i vyrobené konstrukce.

³⁾ Ostatní lepené prvky (např. jednoduché nosníky profilového průřezu, pruty příhradových konstrukcí s lepenými styčnickovými spoji) se zpravidla navrhuje z řeziva třídy SI.

ve smyku o 20 %. Tento poměrně velký rozdíl je dán užitím vyššího stupně (míry) bezpečnosti, což byl poměr hodnoty meze pevnosti k hodnotě dovoleného namáhání. Hodnoty dovolených namáhání z roku 1915 jsou stanoveny pro dynamická zatížení.

Kdyby byl použit stupeň bezpečnosti pro zatížení „pohyblivé bez nárazů“, rozdíl mezi výpočtovými pevnostmi a dovolenými namáháními by byl menší – v tahu o 5 %, v tlaku o 50 %.

Hodnoty dovolených namáhání z roku

Hodnoty výpočtových pevností dřeva v MPa [2]								
Způsob namáhání		Označení	¹⁾²⁾ Třída pevnosti dřeva ČSN 49 1531					Dub, buk, jasan
			Jehličnaté dřevo (smrk, jedle, borovice)					
			deskové, hraněné řezivo		lepené lamelové prvky ³⁾			
			SI	SII	SA	SB	SC	
ohyb ⁴⁾		R _{td}	12,0	9,0	18,0 (18,0)	15,5 (15,5)	14,0 (14,0)	15,0
tah rovnoběžně s vláknem ⁴⁾		R _{td}	10,0	7,0	15,5 (14,0)	14,0 (12,0)	11,0 —	13,0
tah kolmo na vlákna		R _{td}	0,2		0,3			0,6
tah rovnoběžně s vláknem ⁴⁾		R _{cd}	12,0	8,0	15,0 (14,0)	14,0 (13,0)	13,0 (12,0)	14,0
tlak kolmo na vlákna	na celou plochu	R _{cd}	1,8		1,8			3,0
	v úložných plochách		2,4		2,4			4,0
	v soustředěném tlaku ⁵⁾		3,0		3,0			5,0
	pod ocelovými podložkami		4,0		4,0			7,0
smyk	rovnoběžně s vláknem	R _{sd}	1,0	0,9	1,2			1,3
		při ohybu R _{sd}	1,2	0,9	1,6			1,5
	kolmo na vlákna (střih)	R _{sd}	6,0		6,0			9,0
	při kroucení	R _{std}	2,0		2,5			4,0

¹⁾ Pro výřezy na stavební účely a pro polohraněné řezivo platí hodnoty pro třídu SI. Hodnoty pro jakost SI a SII platí pro absolutní vlhkost dřeva do 21 %.

²⁾ Pro provizorní konstrukce ze dřeva jakosti SI a SII je možné uvažovat hodnoty o 20 % větší, s výjimkou výpočtových pevností R_{td} a R_{sd} (ve spojích).

³⁾ Hodnoty v závorce platí pro lepené lamelové prvky, které mají ve vnitřních 2/3 výšky průřezu jakost dřeva o třídu nižší.

⁴⁾ Pro modřín je možné uvažovat uvedené hodnoty o 1 MPa vyšší.

⁵⁾ Pro soustředěném tlaku kolmo na vlákna se délka zhlaví musí rovnat alespoň 1,5 násobku výšky trámu (min. 100 mm).

Hodnoty modul pružnosti dřeva
v MPa [2]

1941 pro řezivo (jakostní kategorie) jsou mnohem větší než tytéž hodnoty z roku 1915, avšak i než hodnoty výpočtových pevností SI – v ohybu o 8,3 %, v tahu o 5 %. Pouze v tlaku a ve smyku jsou hodnoty výpočtových pevností větší o 8,3 % a o 25 %. Tyto hodnoty dovolených namáhání (1941) odpovídají stupni bezpečnosti $s = 6$ (tah) a $s = 4$ (tlak). Pro běžné tesařské konstrukce se používalo řezivo II. jakostní kategorie

Druh dřeva	Způsob namáhání		
	tah a tlak rovnoběžně s vlákny, ohyb E	tah kolmo na vlákna E	smyk rovnoběžně s vlákny G
jehlčnaté	10 000	300	600
buk a dub	12 500	600	800

Tloušťky a šířky jehlčnatého řeziva deskového [2]

Druh řeziva	Rozměry řeziva v mm				Dovolené úchytky v mm	
	tloušťka	šířka		šířka levé plachy	tloušťky	šířky
		omítaného		neomítaného		
Prkna	{13}*	60 až 130	140 až 200	min 70	± 1	+ 3 - 2
	15					
	18					
	{22}	60 až 160	170 až 260	min 100		
	24					
	28	70 až 160	170 až 260	min 120		
	32					
Fošny	38	80 až 160	170 až 260	min 130	± 2	+ 3 - 2
	45	90 až 160				
	50	100 až 160				
	60	120 až 190	200 až 260	min 50		
	75	130 až 190				
	100	—				

V závorce uvedené hodnoty se nedoporučují.

* Dodává se jen po předběžné dohodě odběratele s výrobcem.

Šířky deskového řeziva (prken a fošen) stoupají po 10 mm.

Šířky neomítaného deskového řeziva uvedené v tabulce jsou nejmenší dovolené šířky vnější (levé) plachy a šířky polohraněného řeziva uvedeného v následující tabulce jsou nejmenší dovolené šířky ložné plachy, zpravidla při horním konci kusu.

Tloušťky a šířky jehlčnatého řeziva hraněného a polohraněného [2]

Druh řeziva		Rozměry řeziva v mm										Dovolené úchytky v mm	
		tloušťka		šířka*								tloušťka	šířka
Hraněné	hranolky	75	75	100								+ 2 - 1	
		100		100									
	hranolky	100			120	140						± 2	
		120			120	140		180					
		140				140	160		200				
		160					160	180		220			
		180						180			250		
Polohraněné	polstře	60	min 50								+ 3 - 2	+ 5 -	
		75											
		100											
	trámy	120	min 60										
		140	min 95										
		160	min 110										
		200	min 135										

* U hraněného řeziva se šířkou rozumí šířka ložné plachy.

Tloušťky a šířky listů a latí [2]

Druh řeziva	Rozměr řeziva v mm		Dovolené úchytky v mm		Druh řeziva	Rozměr řeziva v mm		Dovolené úchytky v mm	
	tloušťka	šířka	tloušťka	šířka		tloušťka	šířka	tloušťka	šířka
Listy	15	18	± 1	± 2	listy	24	32	± 1	+ 2
							38		
		24				50			
		32				50			
	38								
	18	24			latě				
		32				32	50		
		38				38	50		
		45							
		50					60		

Délky jehličnatého řeziva [2]

Druh řeziva	Délkové skupiny v cm			Dovolené úchytky v mm	
	1	2	3	nekapované	kapované
Deskové	200 až 500	525 až 900	—	+ 50 - 25	+ 5 -
Hraněné	100 až 500		910 a více		
Polohraněné					
Listy, latě					

Řezivo kratší než 1. délková skupina se nazývá kratina. Vyrábí se v délkách 50 a 75 cm, v deskovém řezivu též 100, 150 a 175 cm. Délky řeziva 1. a 2. délkové skupiny jsou odstupňovány po 25 cm a délky 3. délkové skupiny po 10 cm.

Informativní (doporučené) hodnoty výpočtových pevností a modulů pružnosti hmot na bázi dřeva [2]

Způsob namáhání		Označení	Vodorovné překližky						Dřevo- vláknité desky tvrdé	Dřevo- trískové desky plošně lisované
			bukové			smrkové, borovicové				
			namáhané			namáhané				
			rovnoběžně s vlákny vnějších dyh	kolmo na vlákna vnějších dyh ³⁾		rovnoběžně s vlákny vnějších dyh	kolmo na vlákna vnějších dyh ³⁾			
Výpočtové pevnosti MPa	ohyb	R _{td}	16	5 7 ≥9	6,5 8,0 9,0	12	5 7 ≥9	5,0 6,5 7,5	9	3,8 [3,2]
	tah v rovině desky	R _{td}	10	5 7 ≥9	6,5 7,5 8,0	8	5 7 ≥9	5,5 6,5 7,0	4	2,5
	tlak v rovině desky	R _{cd}	10	5 7 ≥ 9	6,5 7,5 8,0	8	5 7 ≥9	5,5 6,5 7,0	5	2,5
	tlak kolmo na rovinu desky	R _{cd}	3,0			2,0			3,8	2,5
	smyk v rovině desky	R _{sd}	0,7			0,5			0,3	0,4
	smyk kolmo na rovinu desky	R _{sd}	4,0			3,0			3,5	1,8
Moduly pružnosti MPa	v ohybu kolmo na rovinu desky	E	9000	5 ≥7	2500 3500	7000	5 ≥7	2000 3000	2500	2500 [2000]
	7500			4000						
	v tahu, tlaku a v ohybu v rovině desky	G	700			500			400	400
v smyku kolmo na rovinu desky										

Čísla 5, 7, 9 označují počet stejných tlustých dyh v překližce. Hodnoty v závorce platí pro dřevotřískové desky tloušťky 21 a 25 mm.

Vodovzdorné překližky ČSN 49 2404

Dřevotřískové desky tvrdé ČSN 49 2624

Rozměry v mm

Rozměry v mm

šířka	délka	tloušťka	šířka	délka	tloušťka
1200	1200	15	1220	3050	
1220	1830		1220	3660	
1220	2200	3, 4, 5	1220	5490	3, 3 5
1220	2400		1830	5500	
1220	2440	6, 8, 10	2135	5490	
1830	1220	12, 15, 18	Dřevotřískové desky ČSN 49 2625		
2200	1220	22, 25	1220 až 2600	2440 až 10 000	7 až 30
2440	1220				

(Skrbek 1948 [7]). Srovnání hodnot dovolených namáhání II. jakostní třídy a hodnot výpočtových pevností třídy SI se blíží předchozímu srovnání dovolených namáhání z roku 1915 se současnými výpočtovými pevnostmi. Rozdíly jsou v ohybu 20 %, v tahu 17,5 %, v tlaku 41 %.

Moduly pružnosti z roku 1915 a z roku 1983 jsou stejné až na jednu výjimku. Hodnota modulu pružnosti v tlaku kolmo k vláknům byla v roce 1915 téměř čtyřnásobně větší než současná hodnota.

Metody zjišťování vlastností dřevěných prvků

Metody zjišťování vlastností a stavu (vad a poruch) dřeva a dřevěných prvků se dělí na nedestruktivní, semidestruktivní a destruktivní. Jednotlivé metody se liší i tím, jaké vlastnosti a stavy dřevěných prvků lze jimi zjišťovat.

Mezi nedestruktivní metody patří vizuální prohlídka doplněná poklepem a řada metod fyzikálních. Vizuálním hodnocením se zjišťují viditelné poruchy (nadměrné průhyby, deformace), příznaky možných poruch (stopy po zatekání, změna barvy dřeva) a celkový stav prvků. Metody fyzikální využívají šíření elastických vln nebo záření. Z metod elastických vln se nejvíce používá ultrazvuková metoda. Každé materiálem se vlny šíří rozdílnou rychlostí. Z rychlosti vln (příčných i podélných) lze stanovit Poissonovo číslo a při známé objemové váze materiálu lze vypočítat moduly pružnosti.

Stále více se používá endoskopie, protože lze tímto způsobem poměrně rychle a přehledně zjistit stav nepřístupné konstrukce, (např. rozměry stropních trámů a jejich vzdálenosti) a odebrat vzorky pro laboratorní zkoušky. Odpadají náročné sondy a destrukce velkých částí podlahy nebo podhledu. Výsledky průzkumu lze dokumentovat fotograficky.

Měření vlhkosti dřeva se provádí přiloženými vlnkoměry, založenými na různých fyzikálních principech (kapacitním, odporovým). Tvrdost dřeva lze měřit speciálním kláděvkem s kuličkou a pružinou (Baumann – Sorentz). Podle

průměru jamky vyražené úderem kladiva se usuzuje na tvrdost dřeva.

Pro zjištění napadení dřeva škůdci se používá metoda pulzních proudů, která je založena na měření změny elektrického odporu dřeva při změnách koncentrace kationtů a vlhkosti.

Při destruktivních metodách se odebírají vzorky dřeva pro laboratorní zkoušky, které dávají přesnější obraz o stavu a vlastnostech nosných konstrukcí.

Stav dřevěných nosných konstrukcí se může, na rozdíl od konstrukcí z jiných materiálů, lišit i v malém konstrukčním celku. Výpočtové pevnosti nebo další vlastnosti dřeva lze určit odborným odhadem a zkouškami. První způsob předpokládá zpřístupnění velké části konstrukce, neboť stav, rozměry a rozmístění prvků se mohou lokálně lišit. Je na zkušenosti odborného pracovníka, aby určil nutný rozsah průzkumu (destruktivního i nedestruktivního) pro optimální odhad vlastností materiálu. Pokud se vlastnosti materiálu zjišťují zkouškou, je třeba dbát na pečlivý výběr míst pro odběr vzorků. Lepší je užít metod záměrného odběru vzorku (ČSN 73 0038, čl. 3.1.8.1) než metodou odběru náhodného (ČSN 73 0038, čl. 3.1.8.2).

VADY DŘEVA

Definice vady konstrukce podle ČSN 73 0038, čl. 1.1.5, tj. nedostatek konstrukce způsobený chybným návrhem nebo provedením, je rozlišena o vady, které vznikly před návrhem nebo provedením konstrukce. Jsou to vady materiálové (vady dřeva) a vady výrobní (vady dřevěných prvků).

Mezi materiálové vady dřeva patří:

- nadměrné množství suků a nepravidelná stábná dřeva,
- trhlina i změny vzniklé nerovnoměrným sesycháním (zkroucení, vychýlení z podélné osy),
- biotické napadení dřeva, které bylo vneseno do dřeva před jeho zpracováním.

Mezi výrobní vady prvků vznikající nevhodným zpracováním patří:

- deformace zaviněné příliš rychlým nebo nerovnoměrným vysoušením,

- deformace vzniklé nevhodným dělením kmene při jeho zpracování,
- obliny u hraněného řeziva,
- kónická tráma.

Kvalita dřeva byla na počátku století požadována pouze verbálně: „Veškeré dříví na stavební práce tesařské musí být zdravé, suché a v náležitý čas kácené.“ (Kohout, Tobek 1917) [4]. V normách ČSN 1052 – 1941 Předpisy pro dřevěné konstrukce a ČSN 2008 – 1942 Podmínky pro tesařské práce pozemních staveb se řezivo dělí do tří jakostních tříd:

1. třída – jakostní řezivo s velmi omezeným výskytem drobných vad,
2. třída – řezivo s menším výskytem vad pro běžné tesařské práce,
3. třída – řezivo s jakostními vadami (používalo se na podřadné práce pro málo zatížené konstrukce).

Současná ČSN 49 1531 – Dřevo na stavební konstrukce rozlišuje dvě jakostní kategorie pro deskové a hraněné řezivo a tři kategorie pro lepené prvky. Toto jakostní rozlišení se pak odráží v hodnotách výpočtových pevností podle ČSN 73 1701.

Poslední skupinou vad jsou konstrukční vady v projektu a vady vzniklé při jeho realizaci, k nimž patří:

- nedostatečné rozměry prvků,
- nedostatečné uložení prvků,
- nedostatečné spojení dřevěných prvků navzájem i spojení s ostatními konstrukčními prvky,
- nedostatečná tuhost konstrukce jako celku,
- omezení přístupu vzduchu k zabudovaným dřevěným prvkům,
- mokré procesy prováděné bezprostředně na dřevěné konstrukci, nebo trvalé provlhávání dřevěných konstrukcí,
- nevhodné navržení nebo nevhodné provádění nátěry a nástřiky dřevěných konstrukcí,
- nevhodné složení konstrukcí sousedících s dřevěnými prvky (podlahy, podhledy, stěny).

PORUCHY DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Poruchy konstrukce definujeme ČSN 73 0038 jako změny konstrukce proti původnímu stavu, které zhoršují spolehlivost (čl. 1.1.4.).

Poruchy mohou vznikat:

- prostým používáním (stárnutím),
- jako důsledek vad konstrukcí,
- změnou užívání,
- nepřiměřeným zatížením,
- nevhodnou opravou,
- napadením biotickými škůdci.

Při užívání objektu vznikají poruchy často vlivem současného působení více zdrojů.

Poruchou nebo příznakem (projevem) poruchy mohou být:

- nadměrná deformace prvků a souvisejících konstrukcí (podlah, podhledů, krytiny),
- trhliny v dřevěných prvcích,
- trhliny v konstrukcích souvisejících s dřevěnými nosnými prvky (fabiony, stěny),
- ztráta stability dřevěných prvků.

Vyhodnocení vad a poruch

Průzkum dřevěných konstrukcí obvykle

závisí na stavu stropů a krovů, na důležitosti objektu a na jeho bývalém, současném i budoucím využití. Průzkum se provádí buď v jedné nebo ve dvou hlavních fázích.

Ve fázi předběžného průzkumu je třeba prověřit ty části konstrukcí, kde se předpokládají vady a poruchy. U objektů s dřevěnými nosnými stropy jsou to místa uložení trámů, styk trámů se zdívmem, výměny (např. u komínů) stropních trámů a místa, kde jsou sociální zařízení, kuchyně a další provozy (větší výskyt vody nebo vodní páry). U krovů to jsou místa, kde se prvky krovu stýkají se zdívmem (pozednice, prahy, vazné trámy), kde se stýká více prvků, u vrcholu krokví a v místech pod krytinou (obr. 112).

Podle rozsahu a stupně zjištěných i předpokládaných poruch se rozhodne o druhé fázi průzkumu, kdy se používají další dříve popsané metody tak, aby se získal ucelený obraz o stavu konstrukcí a o vlastnostech dřeva.

PROVIZORNÍ ZABEZPEČENÍ

Dřevěné stropy lze provizorně zabezpečit trojím způsobem (obr. 113):

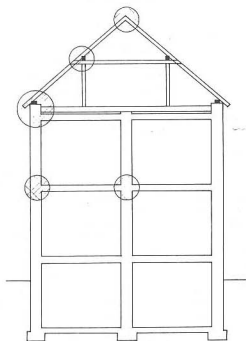
- podepřením konstrukce (sloupky, rámy apod.),
- vyvšešením poškozených prvků a zachycením buď do okolní konstrukce, nebo do nových prvků,
- provizorním zesílením.

Krovy se mohou provizorně zajistit obdobně jako stropy. Navíc lze krov stabilizovat prostorově buď zavětrováním fošnami, nebo spojením dvou prvků souvislou řadou fošen (obr. 114).

Opravy a zesilování dřevěných prvků a konstrukcí

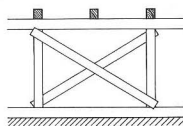
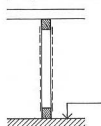
Porušené dřevěné prvky lze zajišťovat třemi základními způsoby [2, 6, 7, 8]:

- částečnou výměnou prvku,
- zesílením prvku,

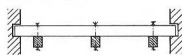


Obr. 112 • Místa nejčastějších výskytů poruch dřevěných stropů a krovů

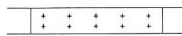
podepření trámu



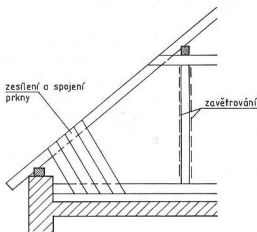
zavěšení trámu



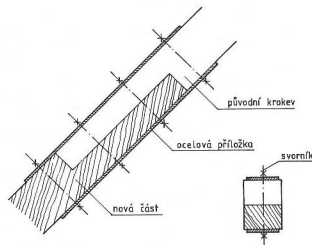
zesílení přilozkou



Obr. 113 • Provizorní zabezpečení stropů



Obr. 114 • Provizorní zabezpečení krovu



Obr. 115 • Částečné nahrazení krokve trámem

– spážením nebo spojením s novou konstrukcí.

První dva způsoby jsou přímým zesílením, třetí je nepřímým (ČSN 73 0038, čl. 1.18 a 1.19).

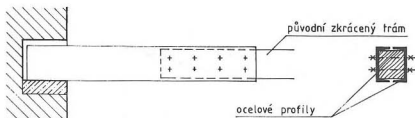
V některých případech se místo zajištění prvku sníží zatížení, které na něj působí. Původní zatížení přenáší nová konstrukce a původní nosný prvek je zatížen buď pouze částí původního zatížení, nebo jen vlastní tíhou, popřípadě tíhou podhledu. Tento postup se týká převážně výtvarně hodnotných podhledů nebo stropních trámů, u kterých nelze provést zesílení běžným způsobem.

Částečná výměna prvku se volí v těch případech, kdy došlo k tak výraznému nebo rozsáhlému porušení, že porušenou část prvku již nelze zesilovat, nebo kdy zesílení by nebylo úměrné významu a funkci prvku. Části prvku se nahradí dřevem (obr. 115) nebo ocelí (obr. 116), či kombinací obou materiálů. Kromě výměny lze v některých případech prvek zkrátit a navrhout nový jen pro uložení, např. ocelovou konzolu pro uložení stropního trámu (obr. 117). Spojovací prvky mohou být hřebíky, svorníky a hmoždinky (které se v současnosti téměř nevyrábějí) nebo se dřevěné prvky mohou spojit lepením. Zesilovat prvek lze dvěma způsoby, buď příločkami nebo zpevněním porušeného dřeva.

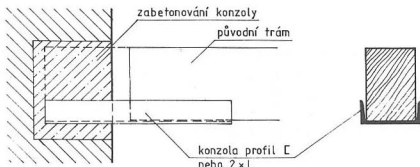
Příložky se u trámů používají obvykle z boku, tj. prvek se zesiluje do šířky (obr. 118). Tento způsob, téměř výlučně používaný, je staticky méně výhodný. Při posuzování složeného průřezu se modul pružnosti nebo moment setrvačnosti zvětšuje lineárně se šířkou a je značně redukován v důsledku poddajnosti spojů (ČSN 73 1701, čl. 96, tab. 16). Horní a dolní příložky (obr. 119), které zesilují nosník po výšce, podléhají stejné redukci, avšak tyto příložky zvětšují modul průřezu kvadraticky a moment setrvačnosti s třetí mocninou výšky. Nevýhodou tohoto spojení je zvětšování konstrukční výšky. U stropů může dojít ke kolizi s podlahovými vrstvami nebo s podhledem. Příložky mohou být dřevěné i ocelové, se spojovacími prostředky obdobnými jako u předchozího způsobu zajištění.

Další možností je zesílení dřevěných prvků epoxidovými pryskyřicemi (obr. 120). Do porušených trámů se vyvrátají otvory, kterými se vybere dřevo porušené hnilobou. Do vrtů se vloží polyesterové tyče, které se zainjektují epoxidovou pryskyřicí, která vyplní i dutiny vzniklé odebráním dřeva.

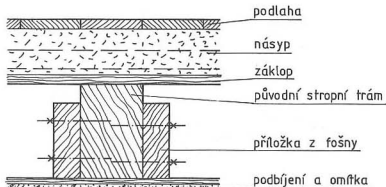
Spážením dřevěné trámové konstrukce s betonovou deskou na záklopu se zvětšuje únosnost stropní konstrukce a zmenšuje se průhyb (obr. 121). Spážení se docílí hřebíky, které zasahují do betonové desky. Betonovou vrstvu na záklopu lze považovat za konstrukční vadu. Zkoušky sice prokázaly, že tento způsob zesílení staticky rehabilituje porušenou konstrukci, avšak z hlediska konstrukčního má tento způsob zesílení negativní důsledky. Dřevěná konstrukce je ve styku s mokřím procesem a později může dojít k trvalému zavlhčování dřeva vlivem rozdílných teplot dřeva a betonu. Tento negativní proces může způsobit



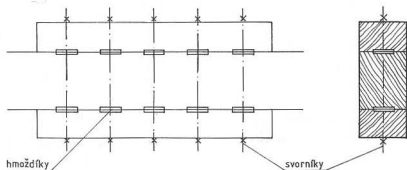
Obr. 116 • Částečné nahrazení stropního trámu ocelovým profilem



Obr. 117 • Nastavení stropního trámu konzolou



Obr. 118 • Boční příložky

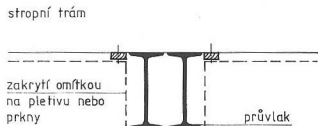
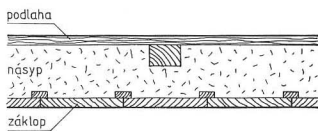
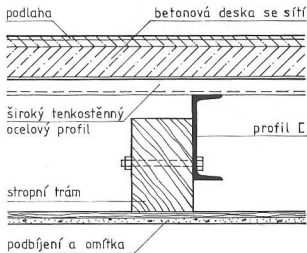
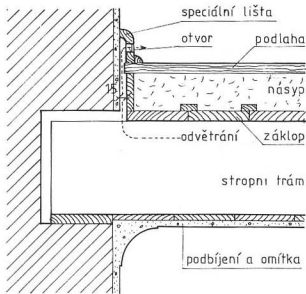
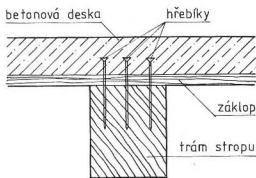
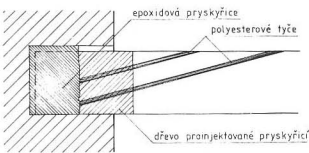


Obr. 119 • Horní a dolní příložky

bit napadení dřeva plísněmi a houbami. Konstrukce není v souladu s požadavkem ČSN 73 1701 čl. 170 a, který vyžaduje konstrukční řešení zamezující navlhnutí dřeva a s požadavkem ČSN 73 3150, čl. 100, který zakazuje dodatečné zabetonování dřeva. V současnosti jsou navrhovány úpravy (Hämer 1985), které dovolují odvětrávání dřeva pomocí speciálních listů (obr. 122). Vhodnějším způsobem zesílení je spojení dřevěného trámu s ocelovým profilem po celé délce nosníku. Ocelový

profil převyšuje horní hranu trámu a může nést novou desku (obr. 123).

Poslední možností zajištění stropní konstrukce je vytvoření nového průvlaku pod původní dřevěnou konstrukcí (obr. 124). Nový průvlak bývá převážně z ocelových profilů. Variantou tohoto zajištění je umístění nosníku nad stropní konstrukce (např. v přičce). Stropní trámy jsou na tento průvlak zavěšeny.



Obr. 120 (vlevo nahoře) • Zesílení trámů epoxidovými pryskyřicemi
Obr. 121 (vlevo uprostřed) • Dřevěný strop spožený s betonovou deskou
Obr. 122 (vlevo dole) • Odvětrání stropu
Obr. 123 (vpravo nahoře) • Zesílení trámu ocelovým profilem s deskou
Obr. 124 (vpravo) • Nový průvlak pod stropními trámy

Biologický průzkum dřevěných konstrukcí

Biologický průzkum se zabývá biotickými činiteli, z nichž jako nejvýznamnějšími je třeba věnovat pozornost především dřevokazným houbám včetně plísní a dřevokaznému hmyzu. Patří sem i další organismy, jako bakterie, lišejníky a řasy, jejichž význam je však z hlediska destrukce dřeva daleko menší.

■ K přičinám výskytu biotických škůdců patří zejména:

- nedostatečná a nedokonalá péče a údržba objektů (zvýšená vlhkost),
- použití dřevěných částí bez dostatečné ochrany dle příslušných norem a předpisů,
- nesprávné konstrukční řešení dřevěných

částí, nedodržení konstrukční ochrany dřeva,

- použití nevhodného druhu dřeva, event. dřeva o nesprávné vlhkosti.

Biologický průzkum by měl být vždy součástí jednotlivých etap stavebně technického průzkumu objektu vzhledem k tomu, že narušení dřeva biotickými činiteli bývá většinou velmi závažné. Tomuto průzkumu je nutné věnovat důkladnou pozornost, protože nedostatečným a neodborným posouzením dřevěných konstrukcí může vzniknout řada problémů, které vedou k novým stavebním zásahům do objektu. Naopak na základě odborného a správného posouzení stavu dřevěných konstrukcí lze navrhnout vhodná sanační opatření, která spolehlivě zabrání dalšímu šíření dřevokazných škůdců a lze jimi i

zachránit řadu dřevěných částí, které by za jiných okolností bylo nutné likvidovat.

Nejvýznamnější biotické škůdci dřeva

HOUBY

Houby z hlediska taxonomického jsou velice komplikovaná skupina organismů s dosud neuzavřeným členěním, a proto následující informace je nutno pojímat pouze z praktického hlediska.

Dřevokazné houby

Nejvýznamnějším škůdcem, který znehodnocuje dřevo, jsou dřevokazné houby. Způsobují rozklad dřeva, který se označuje jako hniloba. Přítomností hniloby se snižuje pevnost dřeva, a tím dochází k vážnému

ohrožení napadeného objektu. Dřevokazné houby se dělí na dvě velké skupiny:

a) **Houby skupiny „A“** – třída Ascomycetes, houby věkovcovitrusné, které způsobují měkkou hnilobu dřeva. Rozoznání této hniloby je podstatně těžší než rozoznání hniloby u druhé skupiny především proto, že „A“ houby napadají hlavně pozdní dřeva letokruhů a zde se nacházejí především v sekundární buněčné stěně. V praxi je možno poznat napadení měkkou hnilobou jen na základě dlouholetých zkušeností a poznatků. Do této skupiny lze zařadit i houby patřící do pomocné třídy Deuteromycetes (Fungi imperfecti), houby nedokonalé. Je to umělá skupina nedokonalé známých hub, kterou je lépe nepojímat jako toxonomickou jednotku. Patří sem velký počet druhů, jejichž společným znakem je, že se vyskytují jen jako sterilní podhubi nesoucí rozličným způsobem vytvářené nepohlavní výrůstky – konidie. Soudí se, že většina těchto hub je součástí životních cyklů různých askomycetů nebo že žijí výhradně v konidiovém stádiu. Jejich výskyt na dřevěných konstrukcích je častější, než je obecně známo, a i jejich destrukční činnost je velmi nebezpečná.

b) **Houby skupiny „B“** – třída Basidiomycetes, houby stopkovcovitrusné, rozkládají dřevo do takové míry, že ztrácí svou strukturu a pevnost. Dělí se dále na dvě skupiny podle toho, kterou složku dřeva napadají. Celulózovorní houby způsobují tzv. hnilobu, která časem dostává až černohnědé zabarvení a dřevo se kostkovitě rozpadá. Ligninovorní houby způsobují tzv. bílou nebo voštinovou hnilobu, dřevo zesvětlí, měkne, vytvářejí se komůrky a nakonec se drobí, ale nikdy se kostkovitě netrhá.

V praxi na stavbách se většinou setkáváme s celulózovorními houbami, jako např. dřevomorkou domácí *Serpula lacrymans* (Wulf.: Fr.) Schroet. dřevomorkou puteana, pórmátkou *Vailanta* (Poria Vailantii), trámovkou plotní (*Gloeophyllum sepiarium*) a řadou dalších. Častým škůdcem bývají houby čeledi kornatcovitých (Corticiciaceae), které způsobují jak hnědou, tak i bílou hnilobu dřeva.

Nejvýznamnějším a nejrozšířenějším škůdcem dřevěných konstrukcí je *Serpula lacrymans* (Wulf.: Fr.) Schroet. dřevomorkou domácí. Způsobuje typickou tmavou kostkovitou hnilobu dřeva. Její největší nebezpečnost tkví v tom, že v případě aktivní rozkladné činnosti materiál obsahující celulózu sama uvolňuje vodu, zhoršuje vlhkostní poměry a umožňuje další šíření nákazy.

Plísňe
Další skupinou hub napadajících dřevo (i jiné substráty) jsou plísňe. Vytvářejí různé zbarvené jemné vláknité povlaky, které se většinou vyskytují jen na povrchu dřeva, které se jimi zbarví. Podle nejnovějších poznatků dala plísň však významné rozrušení i dřevní hmotu a způsobuje měkkou hnilobu dřeva. Hloubka průniku plísni do dřeva je různá, doposud však byla zaznamenána pouze do 10 mm. Oproti dřevokazným houbám potřebují plísňe k růstu

poměrně značnou vlhkost a z tohoto pohledu je jejich nebezpečnost méně významná.

DŘEVOKAZNÝ HMYZ

Vnější znak napadení dřevokazným hmyzem jsou výletové otvory na většinou zachovaném povrchu trámů. Dřevo zevnitř znehodnocují především larvy hmyzu, které se během svého života živí dřevem. Zanechávají za sebou chodbičky různého charakteru vyplněné drtí a zbytky larev. Při větším počtu a po víceletém působení dokážou narušit dřevo natolik, že ztrácí pevnost a celistvost. Velmi často larvy hmyzu znehodnocují dřevo současně s houbami, čímž se intenzita znehodnocení zvyšuje.

Většina hmyzích škůdců, kteří přímo poškozují zpracované dřevo, patří do řádu brouků – Coleoptera. Škůdci tohoto řádu jsou druhově nejpočetnější a závažné škody působí zejména tyto čeledi: hrbohlavovití – Lyctidae, korovoníkovití – Bostrychidae, červotočovití – Anobiidae, tesákovití – Cerambycidae a kůrovcovití – Scolytidae. Další významnější škůdci dřeva patří do řádu blanokřídlí – Hymenoptera, a to čeledi piložítkovití – Siricidae a mravenci – Formicidae.

Metodika biologického průzkumu

Jak již bylo uvedeno, biologický průzkum musí být vždy součástí jednotlivých etap stavebního technického průzkumu a v podstatě jeho metodika má úzkou vazbu na metodiku průzkumu stavebního technického.

Vzhledem k tomu, že však jde o záležitost vysoce specifickou a odbornou, často probíhá odděleně, příp. úplně samostatně.

Příprava průzkumu

Před vlastním započetím průzkumu je vhodné seznámit se s představami a záměry investora a projektanta o způsobu a rozsahu stavebních prací, a zjistit alespoň rámcově budoucí dispozici a využití objektu. Pokud je to možné, je výhodné si opatřit jednoduchou výkresovou dokumentaci, která pak usnadní popis a vyznačení rozsahu napadených a narušených částí.

Cílem **předběžného biologického průzkumu** je zjištění typických vnějších znaků, které mohou signalizovat event. poškození vnitřních dřevěných konstrukcí, hrubé posouzení celkového stavu dřevěných konstrukcí, určení pracovního postupu a rozsahu průzkumu a vyznačením sond, které jsou nutné pro odkrytí dřevěných konstrukcí na ohrožených místech.

Při průzkumu je vhodné postupovat směrem od půdních prostorů dolů a zaměřit se především na místa se zvýšenou vlhkostí. Pozornost je třeba věnovat hlavně kritickým místům, kde nejčastěji dochází k narušení střešních pláště (žlábi, nároží, prostupy, světlíky apod.), ke styku dřeva se zdivem (pozdnicí, zhlaví zabudovaných trámů, zabudované prvky) a dalším místům podezřelým ze zatékání vody, at' již srážkového nebo z vnitřních instalací, případně kde dochází k přejímání půdní vlhkosti vlivem nedostatečné izolace.

Velkým nešvarem v posledních letech se stalo pokládání neprodyšných podlahových krytin (linoleum, PVC apod.) na dřevěné podlahy, čímž dochází k vytvoření velmi vhodného kryptoklimatu pro tvorbu a šíření dřevokazných hub.

Výše uvedené i další znaky jsou potom určující pro místa zhotovení sond k provádění vlastního průzkumu dřevěných konstrukcí.

Podrobnou prohlídkou zaměřenou na výše uvedená vytipovaná místa zjišťujeme napadení a narušení dřevěných konstrukcí biotickými činiteli.

Základní metodou průzkumu je makroskopické hodnocení fyzického stavu jednotlivých dřevěných prvků. Využívá se smyslových metod průzkumů s použitím jednoduchých pomůcek (nůž, dláto, kládvo, pilka, spirálový vrták, dutý vrták, bodec, hřebík, chemické indikátory apod.). Vychází se z typických příznaků napadení, které lze rozdělit na povrchové a hloubkové.

■ Povrchové příznaky

- změna barvy dřeva,
- změna tvaru a struktury,
- zvýšená vlhkost,
- stopy po biotických dřevokazných škůdcích (houby – hniloba, mycelium, rhizomorfy, sroscium, plodnice, hmyz – počet a velikost vstupních a výletových otvorů, tvorbá drtí a její vypadávání).

■ Hloubkové příznaky

- nízká pevnost proti vniku nože, dláta, vrtáku, hřebíku apod., rozsah destrukce do hloubky;
- na oddělených částech dřeva nebo vývrtech změna barvy, struktury, pevnosti, soudržnosti, charakteru lomu, délky třísky apod.

Na základě uvedených příznaků se hodnotí druh a rozsah napadení a narušení dřevěných konstrukcí biotickými škůdci. Je třeba věnovat pozornost všem dřevěným konstrukcím, především však kritickým místům se zvýšenou vlhkostí nebo vykazujícím výše uvedené příznaky.

V případě, že nelze jednoznačně identifikovat druh biotického škůdce, je třeba odebrat potřebný počet vzorků dřeva pro laboratorní šetření, která mají dostatečnou velikost a reprezentativně pokrývají prostor dřevěných konstrukcí se stopami uváděných příznaků. Je nutno upozornit na fakt, že i v případě dojmu, že dřevo se zdá neporušené, je nutno odebrat několik vzorků pro kontrolní laboratorní šetření. Ve velké řadě případů se ukazuje, že i dřevo hodnocené na základě makroskopického posouzení jako zdravé, při makroskopickém rozboru vykazuje infekci houbovými hylami.

Laboratorní šetření se provádí u odebraných vzorků, kde přítomnost biotických činitelů (týká se především hub) je prokazována mikroskopickým nebo chemickým hodnocením. Při mikroskopickém hodnocení se na obarvených preparátech mikroskopických řezů zjišťuje přítomnost houbových hyl, jejich charakter a druhové určení. Touto metodou lze s velkou pravděpodobností určit druh houby, i když to neplatí ve všech případech – někdy druhové určení může být nepřesné nebo nejasné.

Přítomnosti hyl dřevokazných hub lze

zjistit i chemicky pomocí indikátorů prokazujících změny různých veličin (např. pH).

Sanace dřevěných konstrukcí napadených biotickými činiteli

Biologický průzkum je jedním z podkladů pro zpracování projektu rekonstrukce znehodnocených dřevěných konstrukcí. Kvalita rekonstrukčních nebo sanačních prací závisí na způsobu jejich provedení a na metodické návaznosti prací, která je předurčena konkrétními podmínkami. Návrh sanace nebo rekonstrukce odpovídá výsledku šetření i co do rychlosti šíření biologického napadení. Rekonstrukční práce se provádějí v několika sobě nezávislých etapách:

a) identifikace vyhodnocení stavu dřevěných konstrukcí v zónách s různým rizikem znehodnocení (odstranění zdrojů vlhkosti, opravy střešních, izolace prvků od zdiva apod.);

b) stavební konstrukční opatření směřující k minimalizaci rizika znehodnocení dřevěných prvků (odstranění zdrojů vlhkosti, opravy střešních, izolace prvků od zdiva apod.);

c) sterilizační ošetření poškozených částí anebo výměna znehodnocených a infikovaných dřevěných prvků;

d) rekonstrukční práce s cílem stabilizovat a zpevnit poškozené prvky konstrukce pomocí modifikačních konzervačních prostředků a speciálních kovových nebo dřevěných přípravků s mechanickým účinkem;

e) chemická ochrana dřeva, která zahrnuje všechny situace při použití dřevěných prvků.

Sterilizačním opatřením se docílí krátkodobé ochrany dřeva. Způsobu sterilizace je mnoho např. páření, vaření, různé typy záření (ultrafialové, rentgenové, gama), ohřev (konvenční, mikrovlnný, dialektrický, plamenem), ultrazvuk, toxické plyny nebo kapaliny s vysokou tlakem par atd.

Sterilizačním ošetřením se likvidují aktivní části biotických škůdců, nedá se jim však zabránit opětovné infekci dřevěných prvků. Dlouhodobou ochranu zabezpečí pouze chemické ošetření, kde je doporučeno aplikovat fungicidní a insekticidní přípravky, které jsou ve dřevě stabilní. Dřevo se chemickými prostředky ošetřuje dle předpisů a norem. Chemická ochrana se podle nich provádí vždy, ale rozhodující význam nabývá v těch situacích, kdy reálné uskutečnění způsobu fyzikální nebo konstrukční ochrany jsou v konkrétních situacích nebo expozicích málo účinné.

Vždy je třeba dodržovat tuto zásadu – při výskytu biotických škůdců, v průběhu přípravy i realizace sanačních prací, pečlivě prohlédnout všechny (i neodkryté) dřevěné konstrukce a prvky, a jednotlivě posoudit stupeň jejich narušení.

Při vlastní sanaci napadených konstrukcí v průběhu rekonstrukce s pomocí chemické ochrany lze postupovat následovně:

■ důsledně odstranit napadené (s nedostatečnou nosnou způsobilostí) dřevo a jeho likvidace zahrnutím na skládě

nebo spálením v uzavřené topeništi: dřevo se musí odstranit ještě do vzdálenosti cca 1 – 2 m od míst zjevných příznaků napadení; manipulace s odstraněným dřevem musí být velice opatrná (nejlépe v obalech z umělé hmoty) a musí být zajištěn okamžitý odvoz aby nedošlo rozptýlením úlomky k vegetativnímu rozmnožení houby;

■ kontrola zdiva kolem míst napadení – všude tam, kde myceliová vlákna prorůstají do zdi, je třeba odstranit omítku, do hloubky vyčistit spáry a zdivo vystřikovat fungicidem; tam, kde silné rhizomorfy houby prorůstají hluboko do zdiva a toto je už poškozeno, je lepší příslušné partie přezdívat na fungistatickou maltu, nové omítky je třeba vybudovat rovněž z fungistatické malty; napadené zdivo, které nelze přezdívat, je nutno radikálně ošetřit injektáží fungicidním přípravkem pomocí vrtů tak, aby prosákl do celého objemu zdiva;

■ trámová lože (kapsy) se po vyjmutí dřevěných trámů po svém celém obvodu rozšíří nejméně o 50 mm (otvory se později podle potřeby dozdí nebo přezdí za použití fungistatické malty); obecně platí zásada, že konce trámů (tzw. zhlaví) se nezadávají, ponechává se kolem nich dilatační mezera 20 – 30 mm a zhlaví trámů se osazuje na podélné prkno asi 25 mm tlusté, napuštěné fungicidem a uložené na vodotěsné izolaci;

■ odstranění dřevěné díly se vymění za nové z materiálů neobsahujících celulózu nebo za dokonale chemicky ošetřené; kromě napadeného dřeva, příp. zdiva, je třeba odstranit veškeré související materiály, které s nimi přišly do styku nebo které jsou také infikovány houbou;

■ napadené dřevěné prvky, které je nutné z vážných důvodů zachovat, a které jsou ještě staticky ušné, se musí důsledně naparovat pomocí injektáže fungicidním a insekticidním prostředkem vysoké účinnosti do vrtů tak, aby došlo k dostatečnému prosycení celého objemu dřeva; toto ošetření je třeba provést i u ponechaných zdravých dřevěných částí, které přicházejí do styku se zdivem a mohou navlhnout (příp. provést jejich izolaci);

■ u napadených dřevěných konstrukcí, které je třeba z vážných důvodů zachovat a které jsou již staticky méně ušné, lze po chemickém ošetření provést opravy speciálními metodami pomocí modifikačních konzervačních prostředků, speciálních kovových i dřevěných přípravků s mechanickým účinkem, příp. jejich kombinací;

■ důkladné mechanické očištění ponechaných starých dřevěných částí, příp. omytí vodou s přísadkem detergentu;

■ závěrečné preventivní či represivní ošetření všech dřevěných částí nátěry nebo postřiky fungicidním a insekticidním prostředkem; v tomto případě plýdne o doplnění již provedené chemické ochrany.

Represivní i preventivní chemické ošetření proti dřevokazným škůdcům je nutné opakovat. Délka časového intervalu

odvisí od mnoha faktorů (druh a technologie aplikace, druh škůdce a rozsah napadení, expozice dřeva) a musí se určit případ od případu.

Střešní pálená krytina

Průzkum střešní pálené krytiny včetně hodnocení má tyto části – charakteristiku objektu, vizuální posouzení stávajícího stavu střešního a fyzikálně mechanické posouzení pálené krytiny.

Charakteristika stavebního objektu obsahuje údaje o místu stavby a jejím stáří, orientaci, nadmořské výšce, tvaru a druhu střešní konstrukce (krovu), sklonu a rozměrech střešních ploch, délkách hřebenu, nároží, úžlabí a druhu pálené krytiny. V oblastech se zvýšeným výskytem škodlivin se uvede jejich složení a množství na jednotku objemu.

Vizuální posouzení stávajícího stavu střešních spiců v posouzení stavu krytiny, který se zjistí tyto údaje:

- stav krovu a jeho vliv na kvalitu střešního pláště (pálené krytiny),
- stav střešního pláště – podkladové části (latování) pálené krytiny;

druh krytiny (taška tažená obyčejná – bobrovka, taška tažená drážková – Stadler, Steinbrick Standard; prejzy a háky tažené a ražené; taška ražená drážková – francouzská jednodrážková, francouzská Holland, Portugal; pálené hřebenače – hladké, drážkové, nosné, Týn); **celistvost krytiny, určení poruch** – trhliny, olupování, prosákování (stav vlhkosti na rubové straně střešní krytiny); **výskyt škodlivých látek na krytině** (cicavců, výkvetů, mechu, lišejníků a prachu); **ostatní části střešního pláště** – barevnost, celistvost hřebenu (stav podmaltování, stav klempířských prvků), stav úžlabí a okrajů, stav v místě proniků střešních ploch.

Není-li možno na základě vizuálního posouzení rozhodnout o míře kvality posuzované vlastnosti, posuzuje se kvalita podle platných ČSN. Při zvýšeném výskytu tlín a olupování se provedou zkoušky a hodnocení ušnosti a prosákování. Při zvýšeném výskytu výkvetů se chemickým rozborem posoudí vliv na prosákování, celistvost a případně mrazuvzdornost. V místech výskytu výkvetů se zpravidla objevuje odlupování cihelného střešního. Při vizuálním zjištění nadměrné prosákování se míra prosákování ověří a posoudí zkouškou prosákování.

Z výsledků vizuálního, případně fyzikálně mechanického a chemického posouzení se určí, zda střešní konstrukce vyhovuje bez úprav, nevyhovuje-li, musí se realizovat lokální opravy nebo je nutná celková plošná oprava či úplná výměna střešního pláště. Pro zpracování této části je nutné: odebrat vzorky podle ČSN (počet tašek, stanovení množství škodlivin), opatřit pomůcky pro odběr vzorků (zednické a pokrývačské nářadí, škrabky, vzorkovnice apod.), zajistit autorizovanou zkušebnu pro odzkoušení a vyhodnocení posuzovaných vlastností.

Zakládání staveb

Základy [2] jsou spodní částí stavebních konstrukcí, které přenášejí zatížení na základovou půdu. Na počátku stavební činnosti se uplatňovaly pouze zkušenosti a řemeslná dovednost. Zakládání jako takové se začalo uplatňovat zhruba od 17. století, i když výjimečně lze nalézt řádné základy i u antických staveb.

V době prehistorické se uplatňovaly pouze piloty. Starověké mohutné stavby využívaly založení na skálu. Starověcí stavitelé však uměli zakládat i pod vodní hladinou a dovedli používat nízké dřevěné rošty (podlahy). Středověk přinesl zdokonalení techniky, pilotování a zdokonalení zakládání pod vodní hladinou. Novověk a rozvoj techniky zavedl užívání mechanizace na stavbách a nové materiály. Na stavbách se začaly používat parní stroje, rypadla, vrátky, berany a pro stavby ve vodě čerpadla. Začalo se využívat zlepšování vlastností základové půdy (zledňování, injektáž). Z nových materiálů našly svoje uplatnění při zakládání především železo a cement. Beton se původně (od roku 1850) při zakládání do vody míchal z pražského hydraulického vápna, později z portlandského cementu. Beton se stal po roce 1910 hlavním materiálem základů plošných i hlubinných. Po roce 1900 se užívaly štetkovnice, což významně ovlivnilo zakládání ve vodě (náhrada kesonů). Při zaklá-

dání (včetně mostů) se začalo užívat studní, vysokých roštů, vrtaných pilířů a ocelových jímek. Použití bentonitu umožnilo vypustit pažení. Historické způsoby zakládání podle [1] jsou uvedeny na obr. 125, 126 a 127.

Členění základů a podmínek zakládání

Základy [2] se dělí podle způsobu přenášení zatížení na základovou půdu. **Plošné základy** přenášejí zatížení na základovou spáru, jak to znázorňuje schéma č. 1. **Hlubinné základy** zpravidla podporují plošné a přenášejí zatížení do vrstev základové půdy s dostatečnou únosností nebo jinými vhodnějšími vlastnostmi (menší stlačitelnosti).

Pro hodnocení základů je důležité i hledisko náročnosti vzhledem k horní části objektu.

Nenáročné objekty jsou obytné objekty do 5 podlaží, průmyslové do 3, kterým nevadí sedání základů do 30 mm (zděné stavby se staticky určitou konstrukcí stropů a krovů, mosty do 10 m, dřevěné a hrázďené konstrukce). Průměrné výpočtové zatížení je u těchto staveb nižší než 100 kPa.

Náročné objekty jsou konstrukce staticky neurčité, vodojemy, síla, hloubkové stavby, které svými parametry překračují limity pro nenáročné stavby, dále objekty, u

nichž je šířka základů nad 6 m v dobrých základových půdách a 4 m v podmíněných dobrých půdách.

Zvláštní objekty jsou všechny ostatní, objekty v seizmických oblastech nebo v poddolaném území, stavby intenzivně dynamicky zatížené.

Základová spára se vytváří vyhloubením stavební jámy, která může mít charakter jámy svažové nebo roubené, a podle charakteru základové půdy může být jáma netěsná (v suché zemině) nebo těsná (vč. jímekové). Základy je nutné chránit izolací (schéma č. 2).

V dnešní době se používá velmi mnoho izolačních hmot, při výběru je třeba vzít na zřetel i potvrzení o jejich zkoušení. V aplikaci je nutno řídit se pokyny výrobce.

HLUBINNÉ ZÁKLADY

Hlubinné základy [2] se rozdělují podle konstrukčního uspořádání na pilotové základy, šachtové pilíře (kopané, vrtané), studně a kesony. Základní dělení pilotových základů znázorňuje schéma č. 3.

Piloty mohou být namáhány na tah (tah), ohyb nebo vzpěr.

Při zakládání do vody se užívaly různé metody. Vzhledem k zaměření této publikace je neuvádíme a odkazujeme na speciální literaturu [1].

V praxi se můžeme setkat i se zvláštními základovými poměry, jako např.:

- založení na násypěch,
- založení na posuvných územích,
- založení na poddolaném území,
- založení v oblasti se seizmickou aktivitou.

ZLEPŠOVÁNÍ VLASTNOSTÍ ZÁKLADOVÉ PŮDY

Při rekonstrukcích přichází v úvahu zlepšování vlastností základové půdy [2], tj. zvýšení pevnosti, snížení deformace a zmenšení propustnosti – viz schéma č. 4.

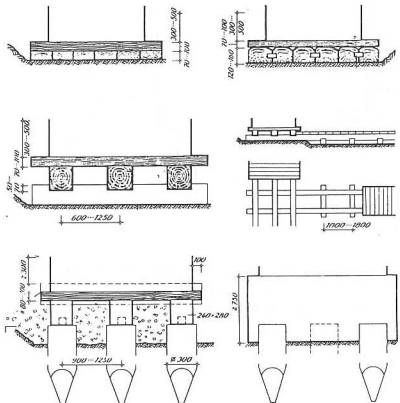
Stavebně technický průzkum základů

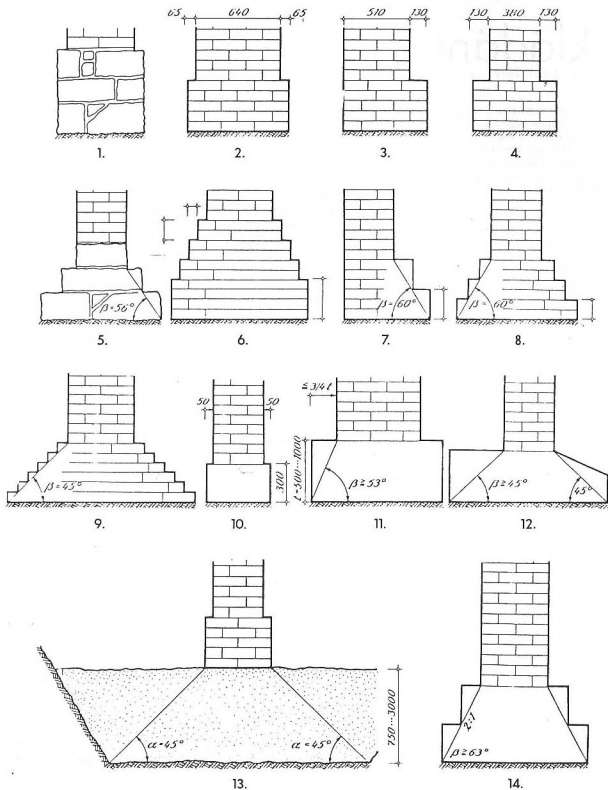
V souvislosti se stavebně technickým průzkumem objektů se musí v rámci předěžného šetření realizovat [3]:

- prohlídka objektu a identifikace základních poruch, které mohou souviset se založením stavby, posouzení zatížení (změny jeho velikosti i charakteru),
- zjištění změn hydrogeologických poměrů, eventuálně vlastností základové půdy,
- zjištění způsobu založení,
- orientační hodnocení základů a základové půdy, hydrogeologických poměrů (vč. posouzení agresivity prostředí).

Stavebně technický průzkum základů obsahuje:

- posouzení stavu základových konstrukcí, včetně určení základních charakteristik stavebních materiálů (sondy),
- registraci a posouzení poruch a vad základových konstrukcí,

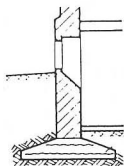




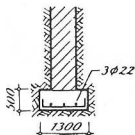
Obr. 126 • Historické plošné základy

1. Kamenný základ
2. Zděný základ 1927
3. Zděný základ 1927
4. Zděný základ 1951
5. Kamenný rozšířený základ 1934
6. Zděný základ
7. Základ na vápennou maltu 1984

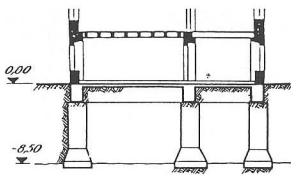
8. Základ z cihelného zdiva na vápennou maltu 1848
9. Zdivo z ostře pálených cihel na cementovou maltu 1948
10. Betonový základ 1951
11. Betonový základ 1886
12. Betonový základ 1927
13. Založení na pískovém pohozi 1886, 1927
14. Betonový základ 1951



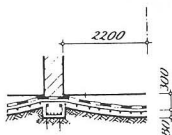
1.



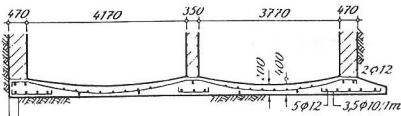
2.



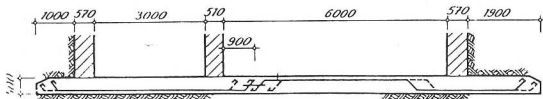
3.



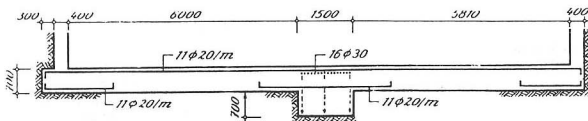
4.



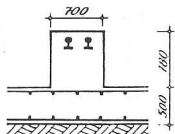
5.



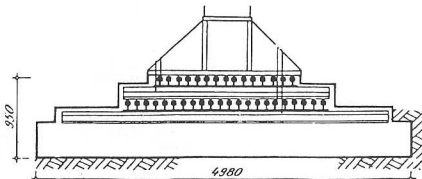
6.



7.



8.



8.

- registraci a posouzení poruch a vad objektu v důsledku založení,
- posouzení vlivu okolí (stavební činnost apod.),
- posouzení charakteru a velikosti zatížení,
- inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum (složení a zatížení základové půdy, určení fyzikálních a mechanických charakteristik, stanovení úrovně hladiny podzemní vody a její časovou proměnlivost – vzduší, pokles, agresivity prostředí, určení výpočtových charakteristik základové půdy – sondy kopané, zarážené, vrtané, penetrační).

Základní chyby v zakládání jsou shrnuty ve schématu č.5.

Inženýrskogeologický průzkum

Inženýrskogeologický průzkum [3, 6, 7] má za úkol specifikovat vlastnosti základových půd. Základové podmínky lze považovat za dobré, je-li základová půda dostatečně únosná a málo stlačitelná, hladina podzemní vody trvale nedosahuje úrovně základů. Základové podmínky jsou podmíněčně dobré, je-li základová půda málo únosná nebo neúnosná, je-li silně nebo nestejnoměrně stlačitelná. Do této kategorie se řadí i základové poměry v poddolovaném území. Rovněž jako podmíněčně dobré jsou označovány půdy, u nichž se projevují objemové změny v závislosti na nasycení vodou. Špatné základové podmín-

ky jsou při založení v bažinách, zaplaveném území, v oblasti se sesuvy apod.

Podle ČSN 73 1001 se rozlišují základové poměry:

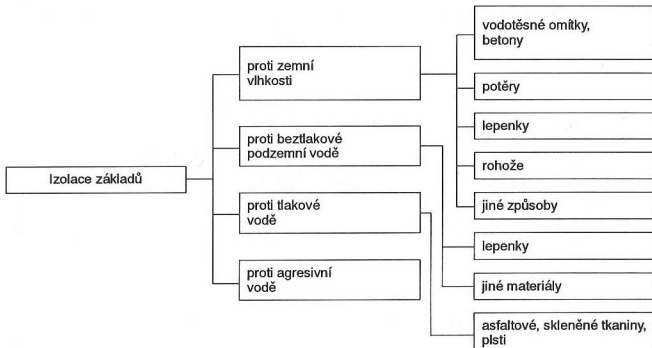
- jednoduché * kdy povrch území není členitý, základová půda se v rozsahu objektu nemění, vrstvy jsou zhruba vodorovné a stejně mocné;
- složité * kdy nejsou splněny podmínky uvedené v předchozím bodě, navíc je-li základová půda nevhodná.

Zdroje informací pro inženýrskogeologický průzkum jsou uvedeny na schématu č.6. Stavebně technický průzkum základové půdy znamená určit (podle potřeby) technické vlastnosti hornin [4, 5, 6, 8], které jsou uvedeny v přehledu č. 7.

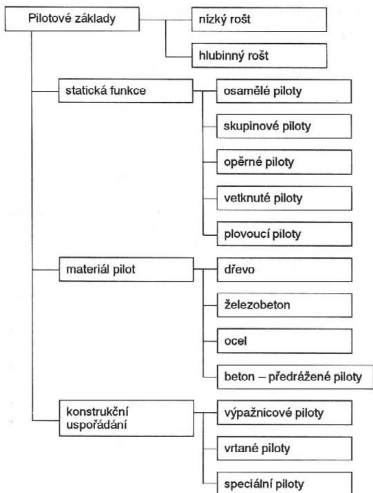
1. Rozdělení plošných základů



2. Izolace základů



3. Pilotové základy



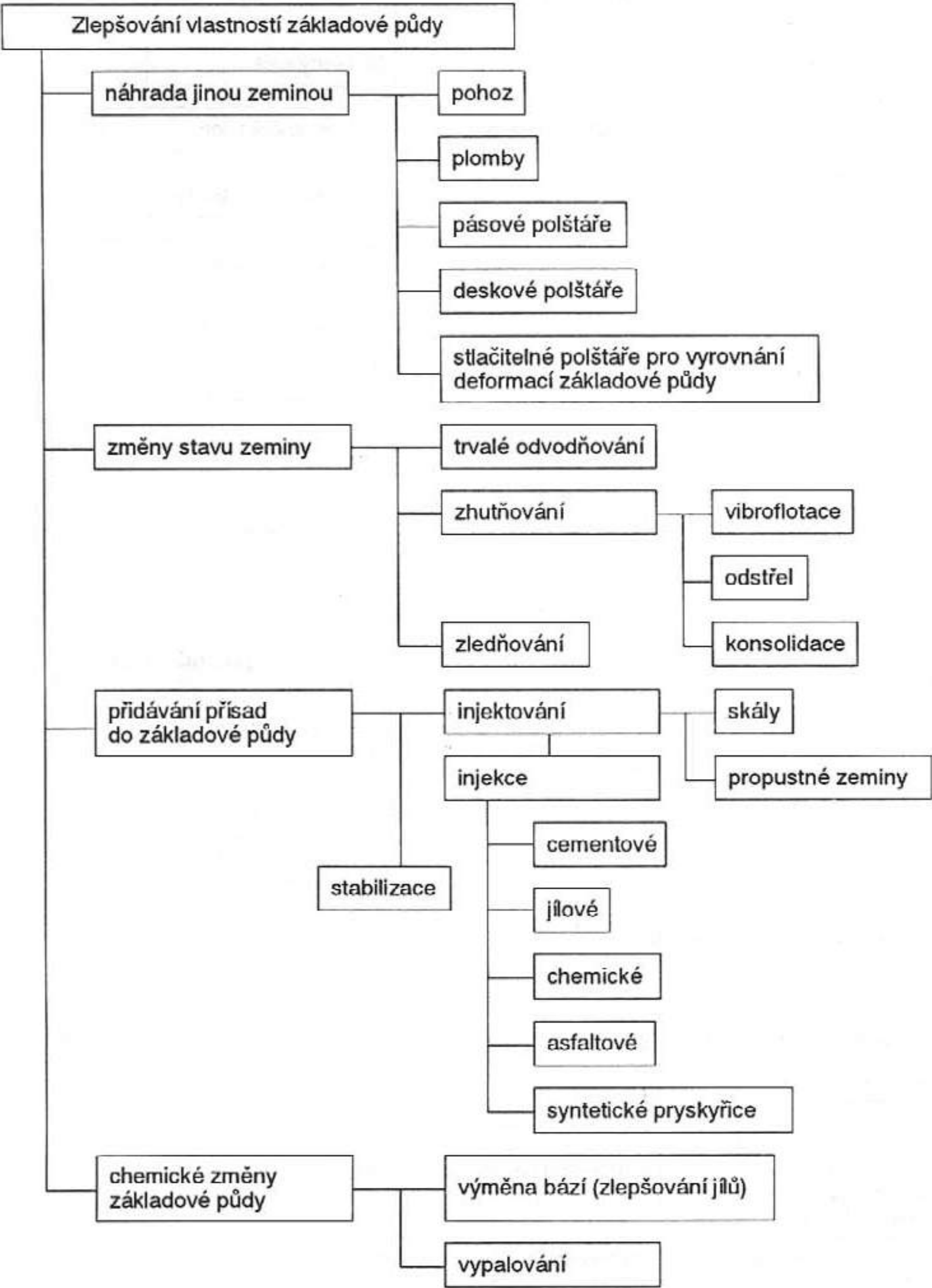
5. Chyby v založení objektu a příčiny poruch

Způsob založení jako možná příčina poruch

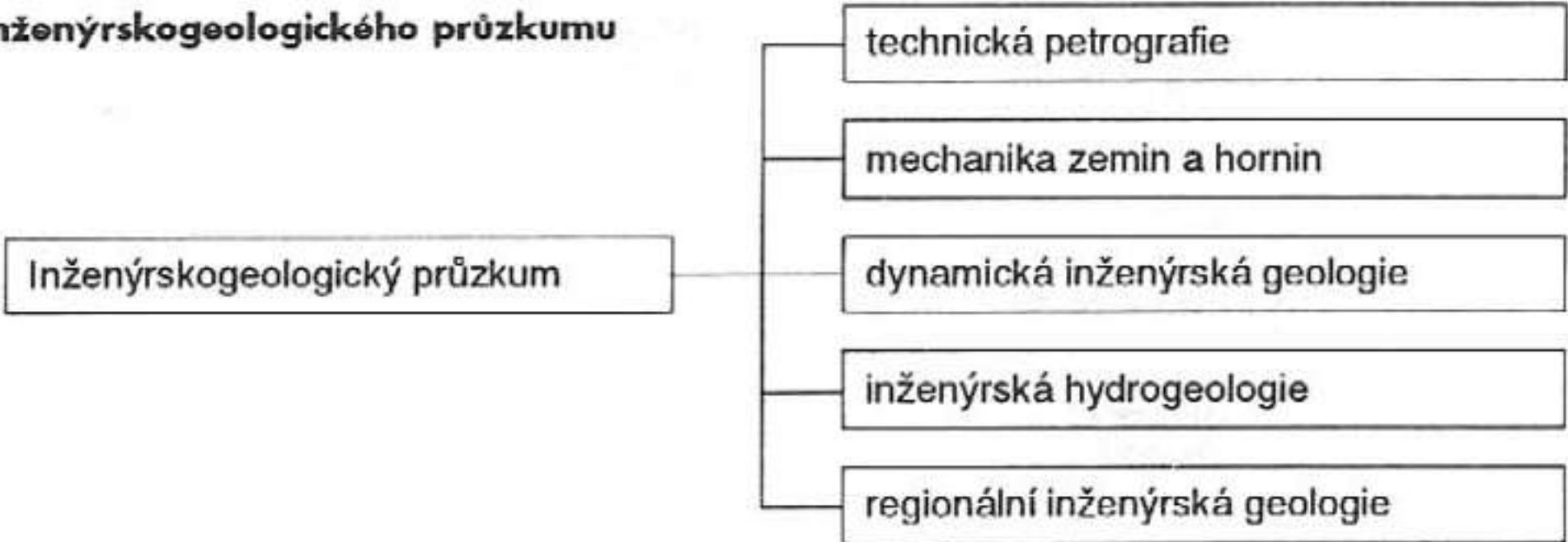
Vliv charakteru základové půdy



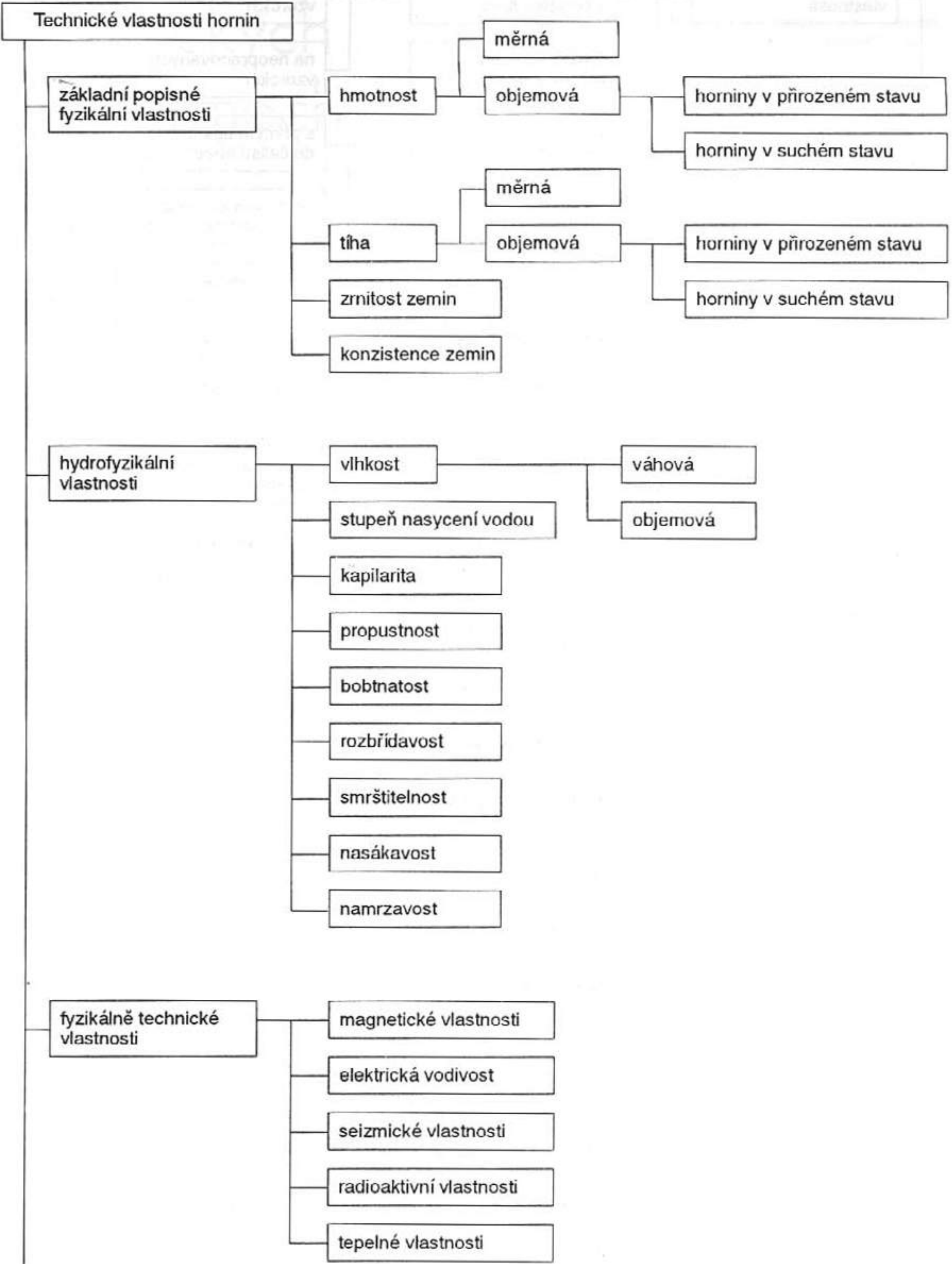
4. Zlepšování vlastností základové půdy



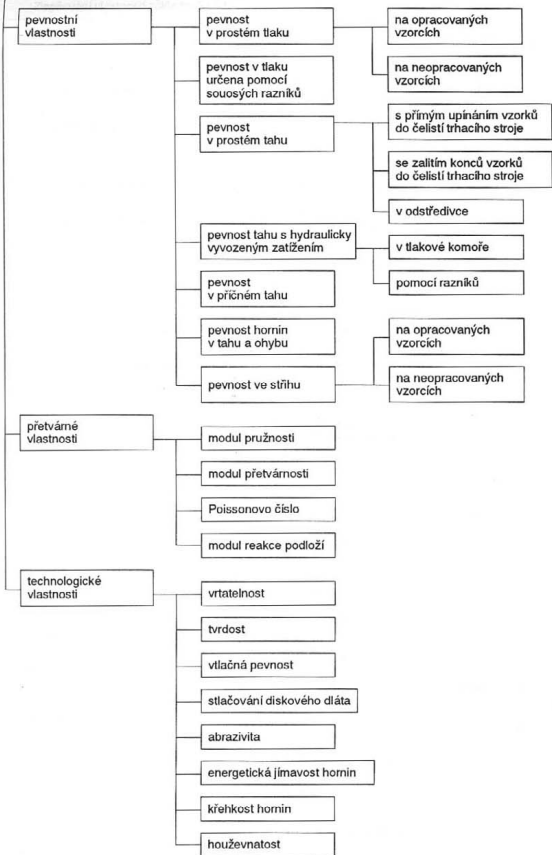
6. Zdroje informací inženýrskogeologického průzkumu



7. Přehled technických vlastností hornin



7. Přehled technických vlastností hornin (pokračování)



Měření při stavební technické průzkumech

Nedílnou součástí stavební technické průzkumů je měření vlastností celých konstrukcí, jejich částí, kusových stavů a stavebních materiálů. V kapitole je zpracován základní přehled zkušebních metod a postupů. Podrobněji jsou popsány ty metody a postupy, které se v praxi při průzkumech běžně používají. Naopak, jestliže dále měření provádí pouze specializované pracoviště nebo se měření týká úzkého okruhu objektů, jsou tyto metodiky a postupy zmíněny pouze okrajově.

Cílem zkoušení ve stavebnictví jsou informace o vlastnostech stavebních objektů jako celku, o parametrech a funkcích jednotlivých konstrukčních prvků a dílců (kusových stavů). Získané informace jsou podkladem pro náležitou projekční činnost, pro hodnocení spolehlivosti stavebních objektů i pro jejich oceňování. Jsou též prostředkem pro hodnocení řízení jakosti ve stavebnictví, což v praxi znamená dosáhnout identity předpokládaných a skutečných parametrů.

Základní rozdělení zkoušek a metod

Technický rozvoj společnosti přinesl téměř nepřehledný soubor metod a postupů pro zjišťování nejrůznějších vlastností a parametrů konstrukcí. V historickém vývoji některé metody zcela zanikly, jiné se běžně používají, některé prodělaly aplikační renesanci. Významnou roli v oblasti měření sehrálo zvláště zavádění mikroprocesorové a výpočetní techniky. Základní členění zkoušek a metod uvádí schéma č. 8.

MĚŘENÍ MECHANICKÝCH VELIČIN

Schéma č. 9–13 uvádějí základní členění metod [2, 8], popis měřícího řetězce a rozdělení snímačů. Nejsou uvedeny metodiky, ve kterých je měření mechanických veličin prostředkem pro určení jiných parametrů. Výjimku tvoří část týkající se vyvození zatížení a dynamometru.

ZPRACOVÁNÍ SIGNÁLŮ ZE SNÍMAČŮ

Pro zpracování naměřených dat [1, 3, 7, 8] je nutné nejprve zpracovat signál ze snímače. To se realizuje většinou ve spojení se zesilovačem, velmi často s měnitelnou úrovní zesílení. Informativní rozdělení

měřících zesilovačů je uvedeno v přehledu č. 15.

Signál ze zesilovače se buď zaznamenává na média, která umožňují jeho zachování a další práci s daty nebo se přímo vyhodnocuje. V měřícím řetězci mohou být zařazeny převodníky, tomu pak odpovídají i záznamové prostředky.

PARAMETRY MĚŘÍCÍHO ŘETĚZCE (MĚŘICÍ LINKY)

Parametry řetězce [9] se vyjadřují třídou přesnosti, která vyjadřuje chybu v procentech maximálního rozsahu. Pro běžné potřeby je třída přesnosti (0,1 – 1), pro kalibrační přístroje dosahuje třída přesnosti až hodnoty 0,0005.

Správně navržený měřící řetězec obsahuje zařízení vzájemně si odpovídající ve třídě přesnosti a dalších parametrech (měřicí rozsah, frekvenční rozsah – podmínky nekresleného zobrazení).

K dalším parametrům měřícího řetězce patří odchylky od linearity řetězce, citlivosti a rozlišovací schopnosti.

Každému měření by měla předcházet rozvaha, ve které by bylo zhodnoceno požadavky nejen ve směru k měřicímu řetězci, ale i ke konstrukci. Mnohdy konstrukční parametry (chyba v jejich určení) ovlivní hodnocení konstrukce více než chyby měření. Hodnocení chyb je nedílnou součástí každého měření.

VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ

Analýza naměřených dat [3, 7] se v současnosti uskutečňuje téměř výhradně na počítačích. Aplikace počítačů umožňuje využívat statistických metod; základní statistické výstupy znázorňují přehledy č. 17–19.

V některých případech se musí provést vyhodnocení pro zjištění např. odolnosti objektu na seizmické účinky, hladiny hluku, zjištění útlumu konstrukce a dynamického součinitele. Pro analýzy těchto druhů se používají analyzátoři (on, off line) nebo se signál analyzuje na počítači. Tyto činnosti jsou většinou prováděny specializovanými pracovišti. Dlouhodobé monitorování konstrukcí slouží k posouzení jejich životnosti, zatížitelnosti, dále k posouzení skutečného zatížení apod.

Uvedené metody vyhodnocení mohou být realizovány přímo při měření, nebo být následně zpracovány v laboratořích.

V praxi se často setkáváme i s „ručním“ vyhodnocením, a to v případech, kdy je jen několik měřících míst a zatěžovacích stavů.

Metodika a přístroje pro průzkum konstrukcí a vlastností stavebních materiálů

Přístroje a metody pro určování vlastností stavebních materiálů slouží [podle 6] ke:

- kontrole jakosti výroby stavebních hmot a dílců,
- kontrole jakosti v průběhu výstavby,
- určení vlastností stavebních hmot a konstrukcí již postavených objektů (určení zatížitelnosti, životnosti, posouzení vhodnosti rekonstrukce).

K základním požadavkům [6] na průzkumy vlastností hmot a konstrukcí patří určení mechanických vlastností (pevnosti v tlaku, tahu, modulu pružnosti, plasticity, objemové hmotnosti), provozních funkčních vlastností a u betonu dále stejnoměrnosti, chemických vlastností, hloubky karbonizace apod.

V této kapitole jsou pouze okrajově zmíněny i zkoušky laboratorní, neboť se zpravidla vykonávají ve specializovaných pracovištích a odborná veřejnost je s nimi poměrně dobře seznámena. Přímou na stavbách i v hotových objektech (in situ) se užívají metody destruktivní a nedestruktivní.

Podrobněji se budeme zabývat metodami nedestruktivními. Základní rozdělení uvádí schéma č. 20.

TVRDOMĚRNÉ ZKOUŠKY BETONU A ZDÍČEK MATERIÁLŮ

Pro tvrdoměrné zkoušky se užívá různých metod a přístrojů. Vzhledem k tomu, že přesnost zkoušek je závislá na řadě faktorů (u betonu je to homogenita, hutnost, struktura kameniva, vlhkost, stáří, způsob ošetření, stav napětí), je zárukou odpovídající přesnosti kalibrační vztah. Základní rozdělení metod je na schématu č. 21 a 22.

Nejpoužívanější přístroje jsou Schmidtovo kladívko a upravená přiklepová vrtáčka podle Kučery. Pro Schmidtovo kladívko jsou zpracovány kalibrační vztahy, ale doporučuje se kalibrace vlastního, zvláště, je-li třeba určit výpočtovou pevnost betonu se zaručenou přesností. Hodnoty určené touto metodou jsou asi o 15 % vyšší než skutečné. Metoda je vhodná pro beton a cihly.

Pomocí přiklepové vrtáčky můžeme určit pevnost zdrcí malty i cihel. Kalibrační vztahy jsou zpracovány v materiálech TAZÚS. Pomocí ustanovení ČSN 73 1101 můžeme určit výpočtovou pevnost zdiva v dostředném a mimostředném tlaku.

Tvrdoměrné metody lze užít i při hodnocení vlastností hornin, pokud jsou k dispozici kalibrační vztahy. Přesnost tvrdoměrných metod uvádí tabulka na str. 104.

Jiné nedestruktivní metody

Dynamické metody a metoda ultrazvuková, rezonanční, fázových rychlostí a tlumeného rázu jsou znázorněny ve schématech č. 23 – 27.

Elektrické a elektromagnetické metody jsou méně rozšířené. Důvodem je jejich značná závislost na mnoha faktorech a z toho plynoucí i obtížnější zpracování kalibračních vztahů. Elektrické a elektromagnetické metody jsou uvedeny v přehledu č. 28.

Relativně častěji se používají radiační metody (schéma 29), které mohou přinášet i takové informace o konstrukci, jež nelze jinými metodami bez porušení konstrukce získat.

Velmi zřídka se pro určení fyzikálních parametrů používají chemické metody.

Jiné zkoušky

Pro zkoušky betonu byly vyvinuty metody, jako např. vytrhávací, vylamovací a měření soudržnosti vrstev. Pro měření stupně koroze výztuže se užívá měření elektrických potenciálů, aj. Rovněž zděné konstrukce lze posuzovat speciálními měřicími metodami např. ke zjištění soudržnosti cihel a malty se používá vylamovací metoda, metoda tenkých lisů pro určení pevnosti nebo stavu napětí.

Přenosnost tvrdoměrných metod

Metoda	Počet měření n	Chyba v %
Weitzmanovo kladívko	9	22
kuličkové kladívko	7	15
Schmidtovo kladívko N.L	7	13
Schmidtovo kladívko M	9	12
špičákový tvrdoměr	5	15
špičák podle Maška	15	33
špičák podle Cigánka	15	33
brusná metoda podle Všíňky	9	25

Dáte lze užít i jiných způsobů určování vlastností a charakteristik konstrukcí a materiálů. Pro úplnost zde uvádíme ve schématech některé jednoduché postupy (schéma č. 30 – 38).

Užívání vícevrstevných zděných stěn ve stavebnictví vede k rozvoji zkušebních postupů pro speciální (pomocné) prvky.

V posledním období se tyto prvky téměř výlučně vyrábějí z austenitické oceli.

Rada těchto zkoušek byla převzata ze speciálních metod zkoušení betonových konstrukcí.

ZKOUŠKY KOVOVÝCH MATERIÁLŮ

Rozsáhlý soubor zkušebních postupů je zpracován pro kovové materiály a prvky z nich vyrobené [4]. Význam těchto zkoušek pro stavebnictví je dán rozvojem nových stavebních systémů, např. citovaných vrstvených stěn (schéma č. 39).

GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POSOUZENÍ

Základová půda bývá hodnocena z různých hledisek (viz schéma). Vzhledem ke skutečnosti, že většina poruch souvisí s chováním základových půd, je geologické a geotechnické hodnocení většinou součástí průzkumů (schéma č. 40).

Geologický a inženýrsko-geologický průzkum

Aerologie - dálkový průzkum: černobílé a barevné letecké a družicové snímky, pozemní fotografie černobílé a barevné, infračervené snímky černobílé a spektrálně (v nepravých barvách), infračervené termografické snímky, multispektrální snímky, radarové snímky				
Kopné a hornické práce				
Metoda	Princip	Získané údaje	Použití	Poznámky
Kopná sonda	Hloubená ručně nebo strojně, aby se umožnilo osobní prozkoumání hornin geologem	Úložné poměry a tvary horninových těles. Prostorová orientace diskontinuit. Fyzický stav hornin, jejich rozpojitelnost	Pro vyhodnocení masivů in situ, vykonání polních zkoušek, odběr neporušených vzorků, zjištění povrchu skalního podkladu a jeho zvětrání	Nákladné. Někdy je potřeba pažení (pisky, měkké horniny)
Rýha, zářez	Hloubená ručně nebo strojem, okolo 1 m šířky, hloubka max. 5 až 8 m, libovolná délka	—	Sledování laterálních změn složení podkladu, zlomových poruch	Rizikantní stabilita stěn (zejména při strojním hloubení). Narušuje stabilitu a odtok vody, pokud je napříč svahu
Šachtice	Hloubené ručně, drápákem, pomocí trhavin nebo velkopříměrovým vrtáním	—	Vizuální zhodnocení vlastností a stavu hornin, včetně diskontinuit. Vykonání polních zkoušek	Potřeba pažení zhoršuje pozorování. Problémy s přítokem vody
Štoly	Většinou horizontální, ražené tunelovacími postupy ze svahu nebo ze šachty, profil cca 2 x 2 m.	—	—	—
Vrtné práce				
Vrty všeobecné	Většinou vertikální otvory malého průměru, vytvořené nárazovým nebo rotačním vrtáním, ručně i strojním způsobem. Často se vyžaduje pažení stěn vrtu	Charakter a hranice horninových typů podél vrtu, hladina podzemní vody. Odpor proti vrtání	Získávání geologických profilů, vzorků hornin a vody, karotáž a terénní zkoušky (presimetrické, propustnosti aj.) pozorování změn napětí vady v masívu, deformací (svahové pohyby ap.)	Omezené trojrozměrné hodnocení. Různé typy vrtání vhodné pro určité typy horninového prostředí (zeminy nesoudržné, soudržné, různé stavy hornin)

Metoda	Princip	Získané údaje	Použití	Poznámky
Ruční malopřímé vrtní	Vrtá se ručně pomocí spirálového (přp.) lžicového vrtní o průměru 50 až 80 mm na soutyč. Odběrným válcem je možné získat i „neporušené“ vzorky zemín	Viz výše; jednoduché klasifikační charakteristiky porušených vzorků. Kompletní laboratorní charakteristiky z malopřímých neporušených vzorků	Pouze v zeminách; v drobných stěrech při větším průměru spirály. Do hloubky 5 až 10 m. Vhodné při mapování	Omezená hloubka a typ hornin, bez možnosti pořízení vrtu a výplachu, vrty jsou nestabilní. Výhoda: velká pohyblivost soupravy i na málo přístupných místech
Strojní nárazové tačivé vrtní	Vrtá se strojně pomocí spirálového vrtníku (přp.) lžicového v měkkých a dlatá v tvrdých horninách; upevněného na rotačním soutyči. Průměr vrtu většinou 150 až 300 mm	viz výše	V zeminách a měkkých horninách od 10 do 30 m v závislosti na průměru vrtu a výkonu stroje. Odběr neporušených vzorků i válcem většího průměru. Vhodné při mapování a předběžném průzkumu stavenišť	Ménší hloubky, možnost vypažení vrtu a hydrogeologických zkoušek
Rotační jádrové vrtní	Vrtá se pomocí jádrovice s korunkou, osazené na soutyči strojně otáčením. Odvrtávané jádro vniká do jádrovice a s ní se vytahuje; rozrušenou horninu vynášejí na povrch výplach. Vrtý mohou být vertikální až horizontální	Viz výše; vzorky představují souvisle odebrané jádro. Úplná charakteristika litologických i fyzikálních vlastností hornin, vč. údajů o diskontinuitě masívu	Při provrtávání a souvislém vzorkování pevných hornin (přp. soudržných zemin zvláštními postupy). Hlavně při průzkumu stavenišť	Možnost vrtní v různých směrech. Možnost dokumentace stěn vrtu periskopem a televizními kamerami
Velkopřímé vrtní	Vrtá se otáčivým válcem s ocelovou korunkou nebo šrotem. Jádro se uvolňuje od dna malou náloží trhavin. Motor je zakotven o stěny vrtu těsně nad jádrovnicí	Dokonalá charakteristika masívu osobní prohlídkou geologem	V skalních horninách, průzkum podloží přehrad apod.	Velmi pracné a nákladné. Použití, pokud neohrožuje podzemní voda. Nebezpečí zřuvu i během prohlídky
Vibrační vrtní	Sondovací trubka působením vibrátoru a vlastní tíhy lehce vniká do zeminy	Souvislé jádro v trubce poskytuje litologickou charakteristiku, kromě porovitosti a hutnosti (přetvořené vibrací)	V lehkých soudržných a písčítých zeminách bez větších úlomků; max. do 20 až 30 m	Výhodou je rychlost, malé náklady a souvislý odběr „jádra“. Nevýhody: zeminy se vibrační zhužují, odběry nesohlasí s hloubkou vrtu

Metody vrtné geofyziky (kartonáž): elektrokartonáž, ultrazvuková, radiometrická kartonáž

Metody terénní geofyziky: elektrická odporová, seizmická refrakční a reflexní, gravimetrická, magnetometrická

Deformační zkoušky „in situ“

Zatěžovací zkouška	Tuhá deska, umístěná na upraveném povrchu horniny je do ní zatlačována silou, která se měří spolu s odpovídající deformací	Statický modul deformace a modul pružnosti. Poissonova konstanta	V zeminách i pevných horninách, stavební jám, šachtě, štoly apod. při podrobném průzkumu stavenišť. Z údajů se počítá sedání a deformace objektů	Pracné a nákladná zkouška. Velká zatížení odpovídající reakci v skalních horninách je těžké vytvořit na povrchu terénu
Zkoušky plochými lis	Do plochého lisu, uloženého v zářezu do horniny se vhlání pod tlakem olej. Měří se deformace okolní horniny v závislosti na tlaku	viz výše	V skalních a poloskalních horninách. Údaje slouží k výpočtu deformací a reziduálních napětí v masívu	Složitá zkouška i vyhodnocení
Zkoušky radiálními lis	Masív se po celém obvodu kkušební štoly zatěžuje radiálně uspořádanými plochými lis. Měří se závislost deformací na zatížení v různých směrech	Moduly deformace a pružnosti v různých směrech kolmo na osu štoly	V skalních horninách pro výpočet deformace v různých směrech okolo podzemních staveb nebo podloží přehrad	Složitá konstrukce, nákladné zkoušky a velmi náročná interpretace
Zkouška v tlakové komoře	Masív je po celém obvodu tlakové komory v izolované sekci štoly deformován zvyšováním vodním tlakem			

Metoda	Princip	Získané údaje	Použití	Poznámky
Presiometrická zkouška	Radiační zatížení na stěny vrtu se vyvozuje pomocí presiometrické valcové sondy stlačeným vzduchem. Měří se změna průměru sondy	Modul deformace a pružnosti (presiometricky), příp. odvozená únosnost základové půdy (horizontálně)	Ve vrtech při terénním průzkumu a na staveništích, v zeminách i horninách	Opatrně interpretovat, v korelaci s jinými údaji. Těžké stanovení vlivu puklin
Penetrační zkouška	Pronikání tělesa do masívu	Modul deformace a pružnosti	—	—

Pevnostní zkoušky „in situ“				
Zatěžovací zkouška	Jako při zjišťování deformačních parametrů, napětí se však zvyšuje až do porušení horniny. Parametry smykové pevnosti se odvodí z hodnot tlaků, velikosti zatěžovací plochy, příp. z průběhu smykových ploch	Pevnost horniny; soudržnost a úhel vnitřního tření	Používá se hlavně v zeminách a měkkých polosalních horninách	Má mnoho modifikací v uspořádání zatěžovaného bloku horniny a zatěžovacího zatížení
Smyková zkouška	Blok horniny ze stran oddělený od masívu, je zatížený shora normální silou, která se zvyšuje až do meze porušení bloku usmyknutím po ploše procházející horninou a po puklinách	Smyková pevnost horninového masívu při určitém normálním tlaku. Ze smykové pevnosti při různých normálních napětích získáme hodnoty soudržnosti a vnitřního tření	Zjišťování smykové pevnosti rozpukaných masívů v podloží přehrad ve svahu apod.	Modifikací je usmyknutí betonových bloků, rámová smyková zkouška apod. Hodnoty závisí na rychlosti zvyšování tlaku
Vrtulová zkouška	Zkušební sonda s křídélky se zatlačí do zeminy, kde se s ní otáčí až za mez porušení zeminy smykem	Smyková pevnost zeminy	Rychlá indexová zkouška konzistence a pevnosti soudržných zemin. V laboratoři, v terénu i ve vrtech	Nevýhodou je malý objem zkoušené zeminy

Zkoušky propustnosti: čerpací zkouška (ve vrtu), vodní tlaková zkouška (ve vrtu), nalévací zkouška
Laboratorní zkoušky hornin a zemin
Speciální zkoušky: injekční zkoušky, zjištění napětí v masívu, zkoušky kotvení

Metody vhodné pro vyšetřování konstrukcí se zřetelem na jejich druh a účel (podle [5])

Konstr. druh	Detailně	Zkušební těleso	Nosná způsobilost, deformace	Vlastnosti			Vlastnost				Obrus
				stejnomořnost betonu			vady a poruchy	provozně funkční			
				pevnost	hutnost	rychlost UZ		vodo-těsnost	mrazu-vzdornost	odolnost proti rázu	
masivní	přehrady	jsou	U	—	U	U	U	TU	TU	TU	Br
		nejsou	—	—	—	U	U	—	—	—	—
	opěrné zdi bloky	jsou	TU•M	TU•M	U	U	TU	TU•M	TU•M	TU•M	Br
		nejsou	KSU•M	KSU•M	—	U	U	—	—	—	—
		jsou	TU•M	TU•M	U	U	TU	TU•M	TU•M	TU•M	Br
		nejsou	KSU•M	KSU•M	—	U	U	—	—	—	—
	základy	jsou	T, U•M	T, U•M	U	U	TU	T•M	T•M	T•M	Br
		nejsou	KSU•M	KSU•M	—	U	U	—	—	—	—
plošné	desky	jsou	T•M	T•M	U	U	TU	T•M	T•M	T•M	Br
		nejsou	KSU•M	KSU•M	—	U	U	—	—	—	—
	stěny	jsou	T, TU•M	T, TU•M	U	U	TU, U	T•M	T•M	T•M	Br
		nejsou	KSU•M	KSU•M	—	U	U	—	—	—	—
	klenby	jsou	T, TU	T, TU	U	U	TU, U	T•M	T•M	T•M	Br
		nejsou	KSU	KSU	—	U	U	—	—	—	—
	vozovky	jsou	TU, U	TU	U	U	U	—	T•M	—	Br
		nejsou	—	—	—	—	U	—	—	—	—

Konstr. druh	Detailně	Zkušební těleso	Nosná způsobilost, deformace	Vlastnosti			Vlastnost				Obrus
				stejnomořnost betonu			vady a poruchy	provozně funkční			
								vodo-těsnost	mrazu-vzdornost	odolnost proti rázu	
				pevnost	hutnost	rychlost UZ					
prutové	jednotl.	jsou	T, TU+M	T, TU+M	U	U	T, U	T+M	T+M	T+M	Br
		nejsou	KSU+M	KSU+M	—	U	U	—	—	—	—
	rámové	jsou	T, TU+M	T, TU+M	U	U	T, U	T+M	T+M	T+M	Br
		nejsou	KSU+M	KSU+M	—	U	U	—	—	—	—
	prostor.	jsou	T, TU+M	T, TU+M	U	U	T, U	T+M	T+M	T+M	Br
		nejsou	KSU+M	KSU+M	—	U	U	—	—	—	—
tenkostěnné	konstr. prvky plošné	jsou	BR+U	BR+U	—	U	—	Br	Br	Br	Br
		nejsou	—	—	—	U	—	—	—	—	—
		jsou	BR	BR	—	U	—	Br	Br	Br	Br
		nejsou	—	—	—	U	—	—	—	—	—

T • tvrdoměry

Br • brusová metoda

M • Maškův špičák

U • ultrazvuková impulsní metoda

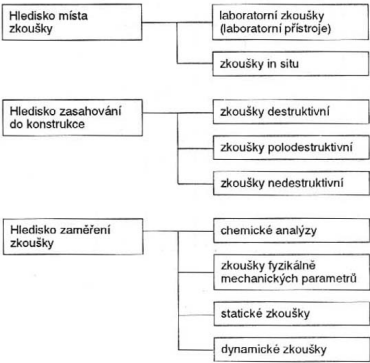
TU • tvrdoměrná a ultrazvuková metoda

T, U • tvrdoměrná nebo ultrazvuková metoda

KSU • Schmidtovo kladívko a ultrazvuková metoda

Zpracováno podle [6]

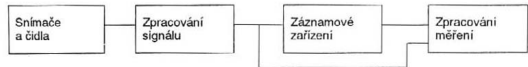
8. Základní členění zkoušek podle různých hledisek



9. Členění metod měření mechanických veličin



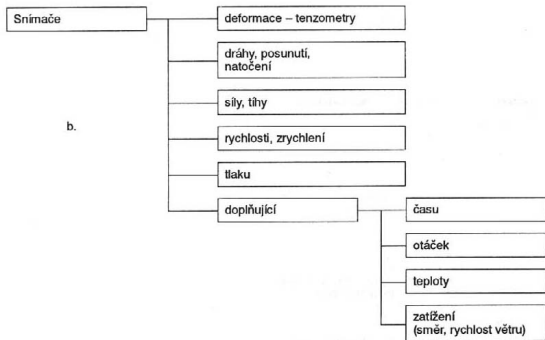
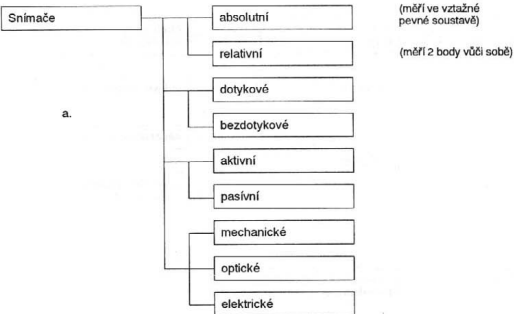
10. Měřicí řetězec



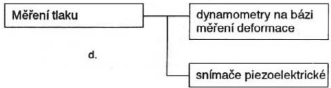
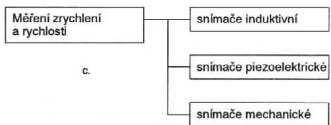
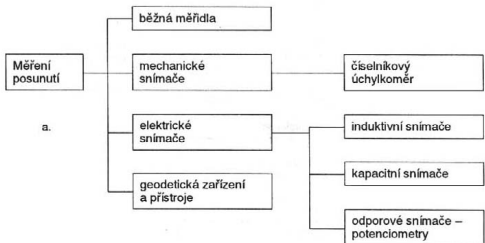
11. Rozdělení snímačů mechanických veličin

a • základní rozdělení snímačů podle jejich charakteru a základního principu

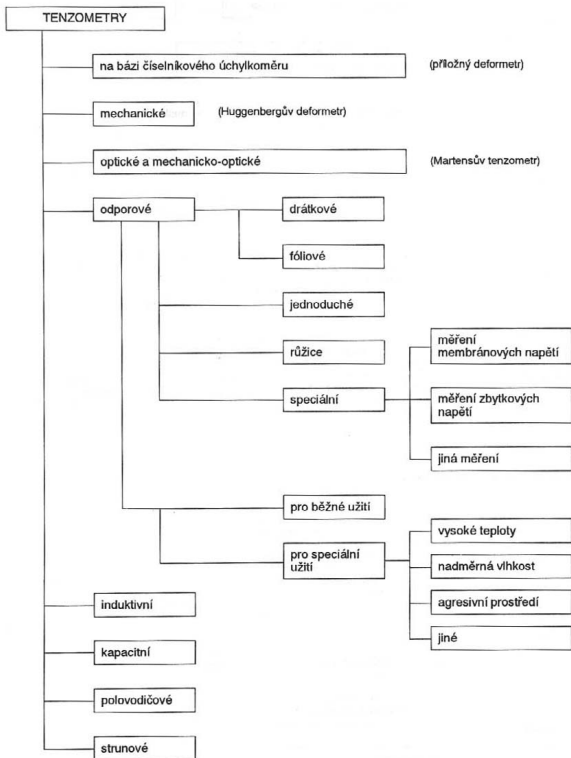
b • rozdělení snímačů podle měřené veličiny



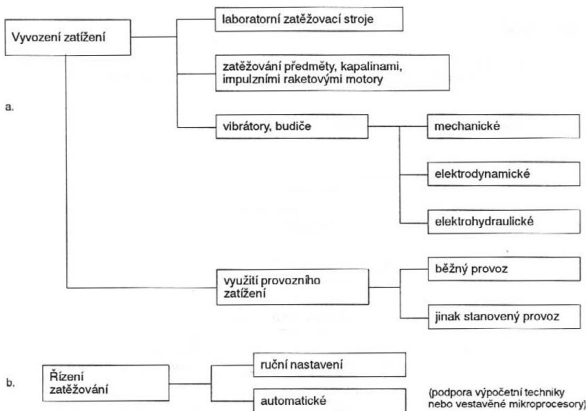
12. Rozdělení snímačů dráhy, posunutí a natočení (a) dynamometrů (b), snímačů zrychlení a rychlosti (c), snímačů tlaku (d)



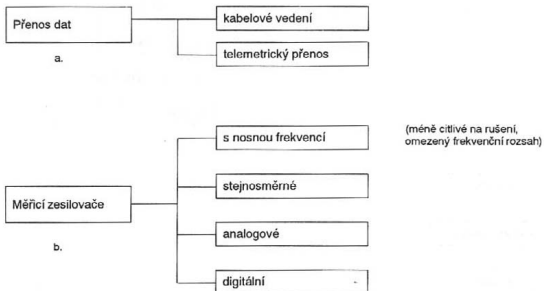
13. Rozdělení snímačů deformace • tenzometrů



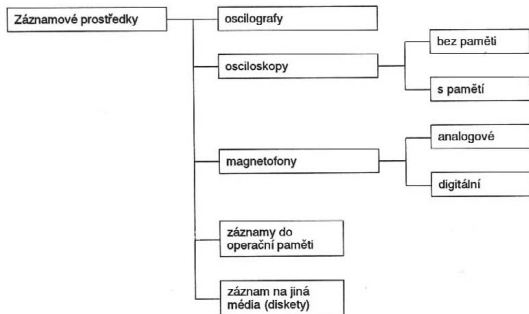
14. Vyvození zatížení (a) a řízení zatěžovacího procesu (b)



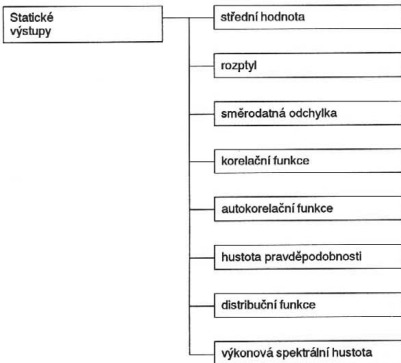
15. Přenos dat (a), měřicí zesilovače (b)



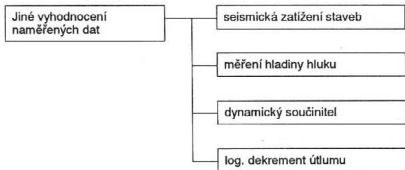
16. Záznamové prostředky



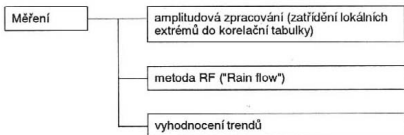
17. Statistické parametry užívané při analýze naměřených dat



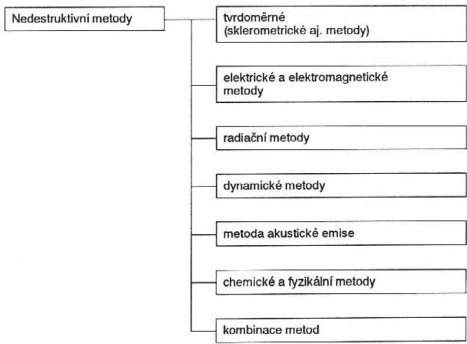
18. Jiná vyhodnocení naměřených dat



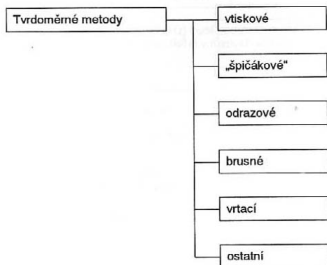
19. Vyhodnocení dlouhodobých zkoušek



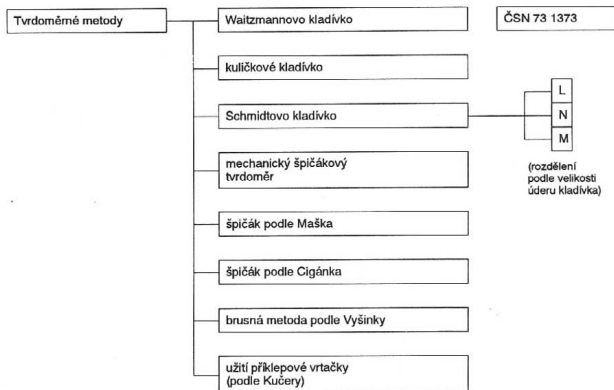
20. Rozdělení nedestruktivních metod



21. Základní členění tvrdoměrných metod podle principů



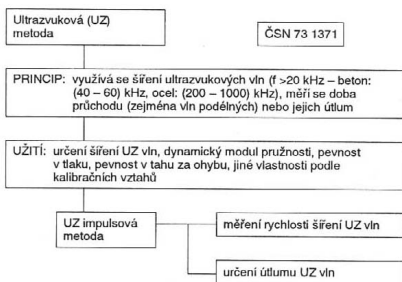
22. Rozdělení tvrdoměrných metod (zařízení a přístrojů)



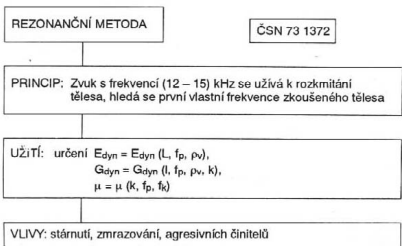
23. Rozdělení dynamických metod



24. Ultrazvuková metoda



25. Rezonanční metoda (E = modul pružnosti, G = modul pružnosti ve smyku, L = délka tělesa, v = objemová hmotnost, k = součinitel příčného průřezu, f_p , f_k = první vlastní frekvence podélného a krouživého kmitání)



26. Metoda fázových rychlostí

METODA FÁZOVÝCH RYCHLOSTÍ

Princip: budič (30 Hz – 30 kHz) budí podélné, ohybové a smykové vlny, snímače se umísťují v různých vzdálenostech

Užití: dynamická tuhost

27. Metoda tlumeného rázu

METODA TLUMENÉHO RÁZU

Princip: rázový účinek břemen různých hmotností zejména na betonové vozovky, účinek působí přes dynamometr

28. Elektrické a elektromagnetické metody

ELEKTRICKÉ A ELEKTROMAGNETICKÉ METODY

odporové

měření
vlhkosti

indukční
(LC obvod)

měření
vlhkosti,
tloušťky

kapacitní
(dielektrická)

určení
vlhkosti

mikrovlnné

měření
vlhkosti

magnetická
sonda
(pachometr)

výztuž
a její
krytí

rozladování oscilačního
obvodu působením výztuže

změna elektromagnetické
vazby dvou cívek

deformace magnetického pole
permanentním magnetem

29. Radiační metody

RADIAČNÍ METODY

RENTGENY

RADIOIZOTOPY

ČSN 73 1375
ČSN 73 1376

(radiometrie, radiografie)

RENTGENY

PRINCIP: prozařování těles (α), v závislosti na objemové hmotnosti dochází k pohlcování záření, (záznam na film, videozáznam)

VYUŽITÍ: – množství a stav výztuže,
– vady a poruchy betonu,
– změny struktury betonu.

RADIOIZOTOPY

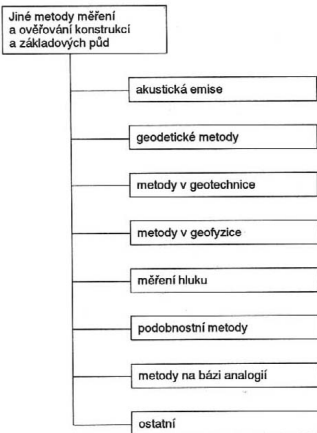
PRINCIP: prozařování těles γ zářením, zdroje ^{60}Co , ^{137}Cs , ^{192}Ir

VYUŽITÍ: – objemová hmotnost betonu,
– množství a stav výztuže,
– vady a poruchy betonu,
– vlhkost betonu

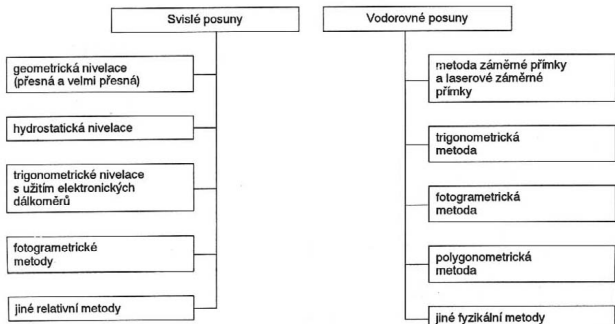
NEUTRONOVÉ SONDY

PRINCIP: rychlé neutrony zpomalované atomy vodíku

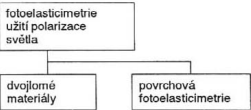
30. Jiné metody měření a ověřování vlastností konstrukcí a základových púd



31. Geodetické metody



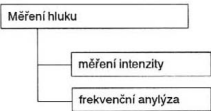
32. Fotoelasticimetrie



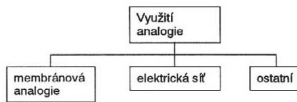
35. Podobnostní metody



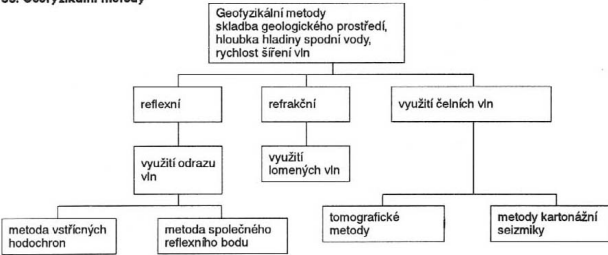
34. Měření hluku



36. Využití analogií



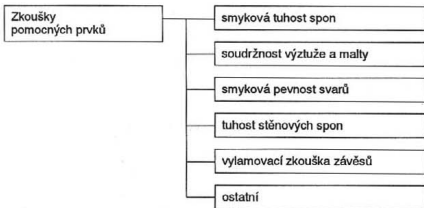
33. Geofyzikální metody



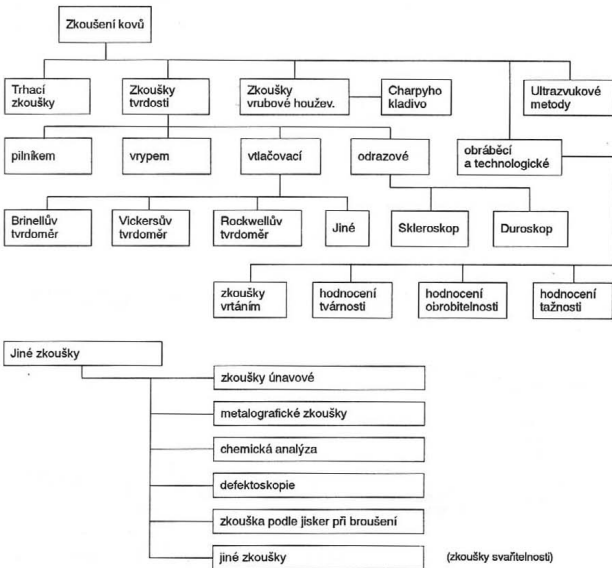
37. Ostatní metody



38. Zkoušky pomocných prvků ve vrstvených zděných stěnách



39. Zkoušení kovů



40. Geologické a geotechnické parametry základové půdy

Geologické
a geotechnické
zkoušky zemin

vlhkost, stupeň nasycení vodou,
propustnost, bobtnatost, rozbředavost,
smršťitelnost, nasákavost,
namrzavost

hmotnost měrná, objemová,
zrnatost, konzistence

rozměry
pevných částic

silový rozbor

hustoměrná metoda

složení a struktura,
rozměry částic,
tvar zrn

pevnost v prostém tlaku, tahu,
pevnost v tlaku určená pomocí souosých razníků,
pevnost v tahu s hydraulicky vyvozeným zatížením,
pevnost v příčném tahu,
v tahu za ohybu, ve střihu

model pružnosti, přetvárnosti,
reakce podloží,
Poissonovo číslo

vrtatelnost, tvrdost, vlačná pevnost,
vlačování diskového dláta, abrazivita,
energetická jímavost hornin, křehkost,
houževnatost

hydrologický rozbor, analýza vody,
agresivita

Geodetická měření

Rekonstrukce objektů se neobejdou bez náležitých **zaměření** jak při zhotovení podkladů pro projekt, tak při případném sledování jejich různých deformací a posunů. Výsledkem zaměření skutečného stavu objektu jsou stavební výkresy (půdorysy jednotlivých podlaží, významné vodorovné řezy a pohledy) nejčastěji v měřítku 1:50 nebo 1:100, výjimečně některé detaily v měřítku větším (1:20, 1:10 aj.).

Situace většinou postačí objekt zaměřit v lokální síti jen někdy, u historických památkově chráněných objektů, se žádá připojení na jednotnou trigonometrickou katastrální síť (JTSK), nebo na jinou, již vybudovanou, místní síť.

Výškově se budovy zaměřují relativně (od zvolené nulové hladiny). Nulovou hladinou bývá např. podlaha přízemí. Je-li požadavek připojit objekt na jednotnou nivoletní síť (ČS JNS), pak se nadmořská výška místa zvolené nulové hladiny určí technikou nivoletací od značky státní nivoletace (např. $\pm 0,000 = 238,320$ v daném výškovém systému).

Jde-li o mladší jednoduché budovy, kde lze předpokládat pravouhlý tvar, pak se při **zaměřování půdorysů** obejdeme bez úhlových přístrojů a vystačíme s plánem a dvoumetrem.

U objektů složitějších a rozsáhlejších, s nepravidelnými místnostmi, je vhodné základní tvar zaměřit polární nebo pravouhlými souřadnicemi z polygonové sítě. U samostatných budov volíme a stabilizujeme síť polygonových bodů kolem budovy, a pokud to jde nebo je to třeba,

svážíme tuto síť s polygonovými body umístěnými uvnitř. V městské uliční zástavbě většinou nelze vést polygonovou síť kolem budovy. V takových případech založíme a úhlově i délkově zaměříme síť polygonových bodů jen uvnitř, v jednom podlaží objektu.

K měření úhlů postačí běžný minutový teodolit a k měření délky ocelové pásmo. Takto se docílí přesnost v poloze bodu 10–20 mm. Z moderních přístrojů je nejvhodnější teodolit s elektronickým dálkoměrem ať už nasazeným na běžný nebo elektronický teodolit, nebo zabudovaným v stálých stanic. Přesnost v délkách měřených těmito typy zařízení se uvádí méně než 10 mm, ovšem za předpokladu přiložení odrazného hranolu k měřenému bodu. Z bezdotykových ultrazvukových dálkoměrů by se uplatnily jen takové, s nimiž je možno na měřený bod zacílit (např. pomocí světelného paprsku). V současné době nabízené dálkoměry tohoto typu pro tento účel nevyhovují, vzhledem ke své přesnosti. Sami výrobci uvádějí možné chyby 0,5 % měřené délky ± 10 mm.

Pro menší přesnost v poloze bodu (30–40 mm) se méně často rohy zaměřují pravouhlými souřadnicemi, kdy se pomocí pentagonu spustí kolmice na polygonovou stranu, pásmem se změní staničení (x) a délka kolmice (y).

Obě uvedené metody se doplňují oměrnými a křížovými měřeními, které slouží i jako kontrolní.

Do půdorysů je třeba také zakreslit, a proto zaměřit i důležité konstrukce v nadhledu (nad rovinou řezu) jako trámy,

průvláky, klenby aj. Výše položené body a hrany se promítnou do výšky vhodné k měření průmětu. K tomu se použije buď olovnice nebo latě, která se do svislé polohy nastaví pomocí příložené krabice libely. V případě svislých zdí se může průmět bodu určit též teodolitem.

Výšky podest a všech podlaží v místě schodiště se určí buď technickou nivoletací po schodech, nebo zaměřením výšky nad a pod zvolenou nulovou hladinou pásmem protaženým zrcadlem schodiště. V případech, kdy není vhodná žádná z těchto metod (např. úzké točité schodiště), se výšky podlah jednotlivých podlaží dají určit kombinací měření pásmem a technickou nivoletací.

Na měření výšek místností, dveří, oken, trámů, kleneb aj. se nejdehopé většinou teleskopické tyče se zabudovaným pásmem. Vyrábějí se v různém provedení s dosahem 6 až 12 metrů.

Zaměřují-li se řezy v rámci měření objektu, vyčteme při jejich kreslení většinou údajů z půdorysů. Měření se doplní o některé míry v podhledu, v profilech na lici fasády (hlavní, mezipatrové aj., římsy) a na půdách v přičném i podélném řezu krovem.

Nejsošitější bývá zjištění úskoků zdí a profilů říms, protože řada míst je pro měřiče těžko přístupná. Pro určení hodnot úskoků zdí (např. nad mezipatrovou římsou) se nejčastěji hodí optický nebo laserový pravožvák. Výšky nepřístupných bodů měříme trigonometricky. Můžeme-li určit průmět měřeného bodu do místa, kde lze přímo změřit vodorovnou vzdálenost, pak stačí jedno stanoviště. Není-li to možné, musí se měřit ze základny.

Pokud se **zaměřují samostatně jen pohledy**, musíme použít pro některé půdorysných a výškových údajů některou z metod uvedenou při zaměřování půdorysů a řezů.

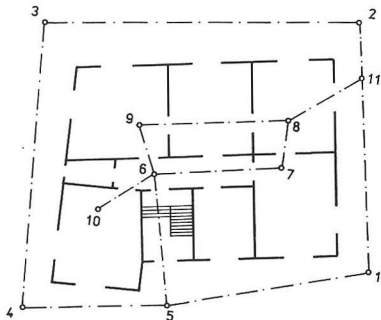
Málo zřetelné a těžko identifikovatelné body na fasádě se poměrně jednoduše dají zaměřit ze základny s pomocí běžného teodolitu. Při volbě základny platí vše, co při zaměřování řezů.

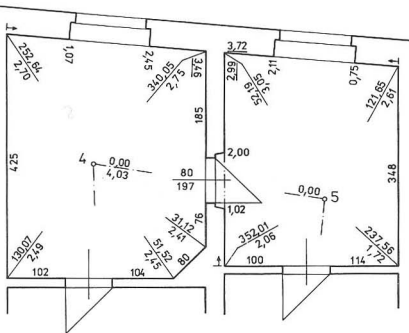
Deformace a posuny stavebních objektů se měří podle normy ČSN 73 0405 a podle metodického návodu Českého úřadu geodetického a kartografického 984 313 MN – 1/78.

Měření deformací a posunů stavebních objektů mohou být krátkodobá (např. při zatěžovacích zkouškách objektů) či dlouhodobá. Při dlouhodobém sledování posunů a deformací stavebního objektu jde většinou o:

- naklánění celého objektu jednostranné (většinou u řadových domů) nebo prostorové (u samostatných domů),
- vyklánění některé průčelní stěny, která je od vnitřní konstrukce oddělena trhlínami (při vyklánění nezůstává tato stěna rovinnou),
- vyklánění a boulení vysokých opěrných zdí (např. pod železobetonovými náspy),
- nepravidelné průhyby stropních (obecně vodorovných) konstrukcí.

Svislé deformace a posuny lze měřit geometrickou nivoletací, hydrostatickou nivoletací, trigonometrickou metodou s využí-

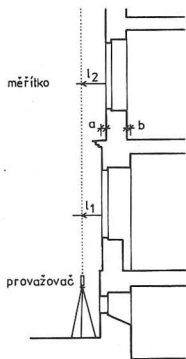




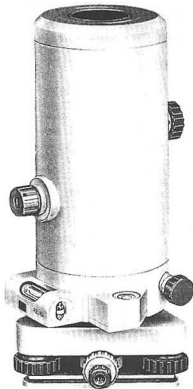
Obr. 129 • Část měřického náčrtu ze zaměření polární metodou



Obr. 130 • Ukázka části měřického náčrtu ze zaměření pravouhlými souřadnicemi



Obr. 131 • Zjištění velikosti úskoků zdi v řezu pomocí provažovače



Obr. 132 • Optický provažovač Zeiss PZL 100

Nahradí-li se teodolit laserovým teodolitem (resp. laserovým vytyčovací přístrojem) měříme vodorovné a svislé posuny od laserové záměrné přímký laseralignement [5, 6].

Proti dříve uvedené metodě záměrně přímky představuje tento způsob zefektivnění měřických prací. Východa měření k laserové záměrně přímce spočívá v tom, že při jednom nastavení laserové soupravy lze zjistit jak vodorovné, tak i svislé posuny, resp. nadmořské výšky pozorovaných bodů.

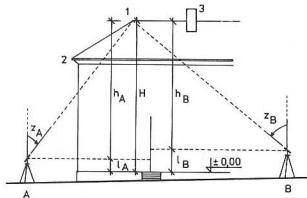
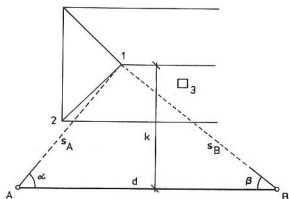
Metody měření posunů od záměrné přímky lze použít při měření konstrukcí mostů, opěrných zdí silničních nebo železničních objektů, dále při měření deformací vodítek výtahových šachet, jam a ukloněných jezdových drah eskalátorů v tunelech metra apod.

Standardní geodetické metody možno zkvalitnit využitím **laserové techniky** (vytyčovací laser, laserové nivelační přístroje, laserový teodolit, laserové provažovače).

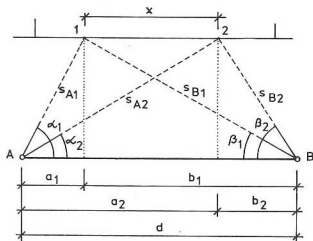
Referenční rovina se vytváří rozmiřtáním laserového svazku do roviny. Odchylny bodů od této roviny se měří vizuálním nebo optoelektrickým způsobem [10].

Svislé referenční roviny určují naklání celého objektu, jednostranné nebo prostorové vyklánění průčelních stěn, vyklánění a boulení vysokých opěrných zdí.

Pomocí vodorovné referenční roviny se určují nepravidelné průhyby stropních konstrukcí, průhyby podlahy nebo podhledu, odchylky liniových a dopravních staveb apod.



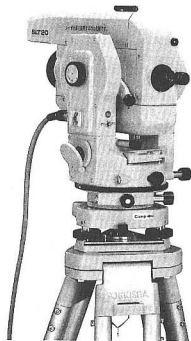
Obr. 133 • Měření výšek nepřístupných bodů trigonometricky ze základny



Obr. 134 • Příklad vodorovného a výškového zaměření špatně identifikovatelných nepřístupných bodů na fasádě pomocí laserového a běžného teodolitu



Obr. 135 • Teodolit Wild s nasazeným laserovým okulárem Wild GLO 2



Obr. 136 • Laserový teodolit Sokkisha SLT 20

Využití obecné referenční roviny tvořené laserovým zařízením nalézá uplatnění především při řešení speciálních problémů, spojených s určováním odchylek od této obecné roviny a při řízení stavebních (zvláště zemních) strojů v určitém sklonu. Patří sem i měření deformací eskalátorových tunelů na metru, řízení tunelových strojů apod.

LITERATURA

KONSTRUKCE OBJEKTŮ BYTOVÉHO FONDU V OBDOBÍ 1850 AŽ 1960

1. Ahnert, R. – Krause, K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz. Gründungen, Wände, Decken. Dachtragwerke. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
2. Bukovský, L.: Průzkumy svislých nosných konstrukcí. Sborník: Stavební technické průzkumy. Dům techniky ČSVTS, Praha, 1989, str. 31-47.
3. Moucha, V.: Regenerace zděných budov. Demonstrační projekt. Objekt čp. 2406, Pardubice, 1991.
4. Witzany, J. – Krňanský, J. – Fibas, K.: Konstrukce pozemních staveb – rekonstrukce a poruchy staveb I. Skriptum, fakulta stavební ČVUT, Praha, 1990.
5. Zákon o stavbách, platné od roku 1886:
Stavební řád pro hlavní město Prahu z 10. 4. 1886 č. 40 zemských zákonů českých
Stavební řád pro Království České z 8. 1. 1889
Zákon „O úlevách pro domy se zdravotní a lacinými byty dělníckými“ z 8. 7. 1902
Zákon „O stavebních úlevách“ z 15. 4. 1919 č. 211 Sbírky zákonů a nařízení
Zákon „O stavebním ruchu“ z 8. 4. 1927 č. 44 Sbírky zákonů a nařízení
Zákon č. 65 Sbírky zákonů a nařízení z roku 1936

STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY

1. Breitschaft, G.: Der europäische Binnenmarkt 1992 – Auswirkungen auf das Bauwesen. Bautechnik, 66 (1989) 4, 109-119.
2. Outline guide to assessment of traditional housing for rehabilitation, BRE Good Building Guide G. Building Research Establishment, Watford, November 1990.
3. Richtlinie des Rates zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (90/106/EWG). Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, L40/12 bis 26, Februar 1989.

ÚČINKY ZATÍŽENÍ

1. Čermák, F.: Spolehlivost stavebních konstrukcí při seizmickém zatížení, SÚ ČVUT, int. č. 013, Praha 1989.
2. Čermák, F.: Zranitelnost stavebních konstrukcí při seizmickém zatížení, SÚ ČVUT, Praha 1990
3. Dvořák A.: Seizmické účinky trhacích prací na stavby, č. ú. 797821, Stavební geologie, Praha 1979
4. Tichý, M. a kol.: Zatížení stavebních konstrukcí, TP45, SNTL, Praha 1987
5. Hygienické předpisy, MZ ČSR sv. 37, 1977

VLHKOST STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

1. Arend, C.: Trockenlegung, Leitfaden zur Sanierung feuchter Bauwerke, nakl. DVA 1983 (SRN).
2. Lbeda a kol.: Sanace zavlhklé zdiva budov. SNTL 1988.
3. Pozemní stavby č. 7/1987 (11 článků k problematice sanace vlhkého zdiva).

TEPELNÉ TECHNICKÉ VLASTNOSTI VNĚJŠÍHO PLÁŠTĚ OBJEKTŮ

1. Cihelka, J.: Vytápění, větrání a klimatizace. SNTL, 1985.
2. Energeticky úsporné rodinné domky. Sborník, Dům techniky ČSVTS, Praha, 1986
3. Halařová, M.: Stavební tepelná technika, akustika a osvětlení, ALFA, 1985
4. Konstrukční úpravy stavebních dílců a styků z hlediska tepelné technických požadavků. Sborník, Dům techniky ČSVTS, Praha, 1984
5. Mrlik, F.: Zásady pro navrhování a posuzování konstrukcí a prostorů bytových a občanských staveb. VÚPS, Praha, 1981.
6. Obvodové pláště staveb namáhané vlhkým vnitřním prostředím. Sborník, Dům techniky ČSVTS, Praha, 1985

7. Panovec, Z.: Rekonstrukce bytových domů z hlediska tepelné techniky a akustiky. Zpráva VÚPS, Praha 1987.
8. Zjišťování závdav u bytových domů z hlediska sdílení tepla. Zpráva VÚPS, Praha, 1987.
9. Rehánek, J. – Janouš, A.: Tepelné ztráty budov a možnosti jejich zneškodnění. SNTL, 1985.
10. Sedláč, J.: Provozní chování konstrukcí pozemních staveb. Zpráva FAST VUT, Brno, 1990.

ZDĚNÉ STĚNOVÉ KONSTRUKCE

1. Binda Maier, L. – Rossi, P. P. – Sacchi Landriani, G.: Diagnostic analysis of masonry buildings. Publ. No. 189, Ismes spa, Bergamo, 1983.
 2. Bukovský, L.: Průzkumy svislých nosných konstrukcí. Sborník: Stavební technické průzkumy. Dům techniky ČSVTS, Praha, 1989, str. 31-47.
 3. Grimm, C. T.: Masonry Cracks: A Review of the Literature. ASTM STP 992, 1988, str. 257-280.
 4. Horký, B. – Dohnálek, J.: Vliv velikosti zkušebních těles na pevnost malt a betonu. Zpráva č. 592. Stavební ústav ČVUT, Praha, 1982.
 5. Horký, B. – Dohnálek, J.: Zjišťování jakosti malty cihelného zdiva. Pozemní stavby, 1986, č. 12, str. 534-535.
 6. Kučera, V.: Stanovení kalibračních vztahů ruční vrtáčky pro zjišťování pevnosti malt v tlaku. Zpráva č. 426/2-4. Technický a zkušební ústav stavební, Praha, 1984.
 7. Kučera, V. – Pume, D. – Schejbal, J.: Metodický návod pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku v konstrukcích. Oborový zpravodaj TZÚS, 1989, č. 2.
 8. Ohler, A.: Tragfähigkeit und Bemessung von mittig gedrückten bewehrten Mauerwerkspfählen. Dissertation, Universität Kaiserslautern 1984.
 9. Prokop, M.: Určování pevnosti pálených cihel nedestruktivními metodami. Stavivo, 1972, 4, s. 105-108.
 10. Pume, D.: Czechoslovakian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings. In: International Seminar Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, The University of Texas at Arlington, Arlington, 1989, s. 3-13-27.
 11. Pume, D.: Vstupní údaje pro navrhování a posuzování svislých zděných konstrukcí při přestavbách. Stavební ústav ČVUT, Praha 1990.
 12. Pume, D.: Structural assessment and redesign of masonry wall structures. CIB Report. Publ. 150. Rotterdam 1992.
 13. Pume, D.: Assessment of existing masonry buildings in Czechoslovakia. Masonry International, 1987, č. 1, s. 11-12.
 14. RILEM General Recommendations for Methods of Testing Load bearing Unit Masonry. Technical Committee TC 76 LUM Load-bearing unit masonry. Watford, December 1990.
 15. Rossi, P. D.: Flat jack test for the analysis of mechanical behaviour of brick masonry structures. Publ. No. 205, Ismes spa, Bergamo, 1985.
 16. Strengthening of buildings structures – diagnosis and therapy. IABSE Symposium, Venezia, 1983.
 17. Structural renovation of traditional buildings. Report 111. CIRIA, London 1989.
 18. Structural appraisal of existing buildings for change of use. Digest. 366. Building Research Establishment, Watford, October 1991.
 19. Wenzel, F.: Verpressen, Vernadeln und Verspannen von Mauerwerk historischer Bauten. Stand der Forschung, Regeln für die Praxis. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Ernst u. Sohn, Berlin, 1987, s. 53-72.
- ### ZDĚNÉ KLENBY
1. Ahnert, R. – Krause, K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960. Gründungen, Wände, Decken, Dachtragwerke, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
 2. Foerster, M.: Taschenbuch für Bauingenieure. 1. část. 4. vyd. Julius Springer, Berlin, 1921.
 3. Fomba, G. T.: The assessment of masonry arches using a thinning elastic analysis. Thesis. University of Wales, College of Cardiff, Cardiff, 1990.

- Hendry, A. W.: Masonry properties for assessing arch bridges. University of Edinburgh, 1990.
- Heyman, J.: Masonry arch. Ellis Horwood Ltd., Chichester, 1982.
- Hughes, T. G. – Vilnay, D.: The analysis of masonry arches. Proc. of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, 1988.
- Pume, D.: Průzkum zděných kleneb. In: Stavebně technické průzkumy objektů bytového fondu. Část 5. Zpráva č. 780791. Kloknerův ústav ČVUT, Praha, 1991.
- Starý, J.: Zajišťování kleneb historických objektů. Písemná část kandidátské odborné zkoušky. Fakulta stavební ČVUT, Praha, 1987.
- Witzany, J. – Krňanský, J. – Fibas, K.: Konstrukce pozemních staveb – rekonstrukce a poruchy staveb I. Skriptum, fakulta stavební ČVUT, Praha, 1990.
- Witzany, J.: Konstrukce pozemních staveb – rekonstrukce a poruchy staveb II. Skriptum, fakulta stavební ČVUT, Praha, 1990.

BETONOVÉ KONSTRUKCE

- Durable Concrete Structures. CEB Design Guide. London, Thomas Telford 1992.
- FIP Guide to Good Practice. Repair and Strengthening of Concrete Structures. London, Thomas Telford 1991.
- Modrý, S. – Kadlecěk, V. – Voves, B.: Působení vnějšího prostředí na beton a způsoby jeho ochrany, Praha, DT ČSVTS 1982.
- Ropojování stavebních materiálů bez použití trhavín. Sborník. Plzeň, OSP Plzeň – sever 1988.

OCÉLOVÉ KONSTRUKCE

- Augustyn, J. – Sledziwski, E.: Havárie ocelových konstrukcí. SNTL, Praha 1988.
- Buliček, V.: Směrnice pro navrhování, výrobu a montáž konstrukcí z hliníkových slitin. „Tech. Zpravodaj Ocel. Konstr.“ 11, 1975, č. 4.
- Davydov, V. A. – Kontorčik, A. Ja. – Čevčenko, V. A.: Montáž konstrukcí rekonstruujeme průmyslenných předprijatij. Strojizdat, Moskva 1988.
- E4 Rekonstruktion von Stahlkonstruktionen. In: Katalog MLK Stahlhochbau – Projektierung und Konstruktion. VEB Metallleichtbaukombinat, Leipzig 1987.
- Faltus, F.: Prvky ocelových konstrukcí, N ČSAV, Praha, 1962.
- Ferjenčík, P. a kol.: Kovové konstrukce II, část II. (Skripta), ES SVŠT, Bratislava 1968.
- Ferjenčík, P. – Tocháček, M.: Die Vorspannung im Stahlbau – Theorie und Konstruktionpraxis. W. Ernst u. Sohn, Berlin 1975.
- Chila, J. R. – Popović, B. S.: Usilenije stroitělných konstrukcij. Vyša škola, Lvov 1985.
- Kus, S. – Augustyn, T.: Zagadnienia awaryjnošči hal przemysłowych. „Inż. Budow.” č. 12, 1970.
- Laščenko, M. H.: Usilenije metalličeských konstrukcij. Gosstrojizdat, Moskva 1954.
- Michejev, I. I. a kol.: Usilenije konstrukcij průmyslenných zděbij. Budivelnik, Kijev 1969.
- Pechář, J. – Studnička, J. – Vrbka, K.: TP 64 Prvky kovových konstrukcí. SNTL, Praha 1985.
- Lessons from Structural Failures 2. Aristocrat, Telš 1992.
- Schanz, K. H.: Erhöhung der Tragfähigkeit geschwächter biegebeanspruchter Bauelemente aus Stahl. „Bauplan. – Bautechn.“ 42, 1987, č. 9
- Spal, L.: Rekonstrukce ocelových konstrukcí. SNTL, Praha 1968.
- Šačka, J. – Tocháček, M.: Zesilování a rekonstrukce s použitím ocelových konstrukcí. (Skripta pro postgraduální studium.) SvF ČVUT, Praha 1990.
- Velfík, V. A.: Stavitelství mostní III. ČMT, Praha 1910 – 1912.

DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE

- Dutko, P. a kol.: Dřevěné konstrukce. Bratislava, Slovenské vydavateľstvo technickej literatúry, 1966. 304 s.

- Dvofák T., Kuklík, P., Vodolan M.: Dřevěné konstrukce, Ed. střed. ČVUT, Praha 1992.
- Hämmer, W. H.: Sanierung von Holzbalkendecken. Berlin, Ernst u. Sohn Verlag, 1985, 72 s.
- Kohout, J. – Tobek, A.: Konstruktivní stavitelství. Díl 2. Tesařství a stavební truhlářství. Jaroměř, nákladem A. Tobka, 1917, 283 s.
- Muk, J.: Obnova střech historických objektů. Pozemní stavby, 37, 1989, č. 3. s. 106-109.
- Reinprecht, L.: Ochrana dřeva, Technická univerzita, Zvolen.
- Skrbek, A.: Dřevěné konstrukce krovů velkých rozpětí, Praha, nakladatel P. Pyšveje, 1948, 298 s.
- Starý, J.: Opravy a sanace vodorovných nosných konstrukcí. In: Sanácia vertikálnych a horizontálnych konštrukcií pamiatkových objektov. Bratislava, Štátny ústav pamiatkovej starostlivosti 1988, s. 31-40.
- Starý, J.: Historické stropy a krovky – poruchy a snace. In: Kurs pro začínající statiky, Praha, Dům techniky ČSVTS Praha 1989, s. 62-81.
- Švarc, B.: Přehled pozemního stavitelství. Praha, Ústav pro učené pomůcky průmyslových a odborných škol, 1944, 150 s.
- Vávra, L.: Stavební mechanika, Díl 1, České Budějovice. Nákladem vlastním, 1921, 531 s.
- Spejvňovanie drevených stropov v historických objektoch. Bratislava, ALFA, 1981, 86 s.
- Stavebně technické průzkumy, Praha, Dům techniky ČSVTS, Praha, 1989, 86 s.

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB

- Ahnert, R. – Krause K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
- Bažant, Z.: Zakládání staveb, SNTL, Praha 1967.
- Bucek, M., Barták, J.: Mechanika hornin a inženýrská geologie I, Ed. střed. ČVUT, Praha 1989.
- Craig, R. F.: Soil Mechanics, Chapman and Hall, 1986.
- Mikeska, M., Říman, A., Vavro, M.: Mechanika hornin II, SNTL, Praha 1970.
- Šimek, J. – Vaníček, J.: Mechanika zemín I, Ed. střed. ČVUT Praha, 1976
- Šimek, J. – Jesenák, J. – Eichler, J. – Vaníček, I.: Mechanika zemín, SNTL, Praha 1990.
- Voropinov, J. – Kittich, R.: Mechanika hornin I, Praha 1966.

MĚŘENÍ PŘI STAVEBNĚ TECHNICKÝCH PRŮZKUMECH

- Batá M. – Plachý, V.: Vyšetřování dynamických účinků na stavební konstrukce, SNTL, Praha 1987.
- Bednář, J. – Kolář, V. – Mejzlík, L. – Novák, P. – Plechata, R. – Šlechta, J.: Experimentální pružnost, SNTL, Praha 1970.
- Broch, J. T.: Mechanical Vibration and Shock Measurements, Briel & Kjaer, 1984.
- Dobrovolný, B.: Kapesní strojnická příručka, Praha 1956.
- Pavlík, A. – Doležel, J.: Nedestruktivní vyšetřování betonových konstrukcí, SNTL, Praha 1977.
- Randall, R. B.: Spectrum Analysis, Briel & Kjaer, 1984
- Technické informace firem Hottinger Baldwin Messtechnik, Kinematics, Terratest, Teledyne, EG&G
- Čamra S., Pacovský J.: Mechanika hornin a inženýrská geologie, Ed. střed. ČVUT, Praha 1990

GEODETICKÁ MĚŘENÍ

- Metodický návod Českého úřadu geodetického a kartografického 984 313 MN-1/78, MN pro měření posunů a přetvoření stavebních objektů geodetickými metodami.
- Michalčák, O. – Vosika, – Veselý, M. – Novák, Z.: Inžinierska geodezia I. Alfa Bratislava, SNTL Praha 1985.
- Sborník „Zaměřování stavebních objektů pro rekonstrukci“. Konference ČSVTS Hradec Králové 1985.
- Kašpar, M. – Pospíšil, J.: Využití laserové techniky v investiční výstavbě, NADAS Praha 1989, s. 340.
- Chrzanowski, A. – Jarzmowski, A. – Kašpar, M.: A comparison of Precision Alignment Methods. The Can. Surveyor, Vol. 30, No 2, 1976, s. 81 – 92.

6. Pospíšil, J.: Měření průhybů mostů při statických zatěžovacích zkouškách s využitím laserové techniky. In: Sb. Využití laserové techniky v inženýrské geodézii, ČSVTS Hradec Králové 1986, s. 3-11.
7. Pospíšil, J. – Švagr, V. – Kašpar, M.: Dynamic Measurements of Building Structures Using Laser Technique. Technical Papers

- Ser. Geod. – Cartogr. No 7, Prague 1992, s. 45-63.
8. Firemní literatura: AGL Baulaser Geräte, Amman Lasertechnik, Kern, Laser Alignment, Leica, Meopta, Sokkia, Spectra Physics, Topcon.
9. Kašpar, M. – Pospíšil, J.: Einsatz der Lasertechnik in der Ingenieurvermessung. VR 53/1 (Feb. 1991), s. 16-29.

Seznam ČSN

Podskupiny ČSN

- ČSN 72 11.. Zkušební metody hornin a zemin
- ČSN 72 18.. Lomácké a kamenické výrobky pro stavebnictví
- ČSN 72 21.. Pojiva na bázi cementu a vápna
- ČSN 72 22..
- ČSN 72 23.. Přísady a pomocné látky k pojivům
- ČSN 72 24.. Složená pojiva, malty, maltové směsi
- ČSN 72 26.. Cihlářské pálené výrobky
- ČSN 72 34.. Stavební dílce pro základy
- ČSN 72 35.. Stavební dílce pro svislé konstrukce
- ČSN 72 36..
- ČSN 72 37.. Stavební dílce pro vodorovné konstrukce
- ČSN 72 36..
- ČSN 73 08.. Požární bezpečnost staveb
- ČSN 73 10.. Zakládání staveb, navrhování
- ČSN 73 13.. Beton a betonová konstrukce. Zkoušení
- ČSN 73 14.. Kovové konstrukce. Navrhování
- ČSN 73 20.. Stavební konstrukce a dílce, navrhování a zkoušení
- ČSN 73 26.. Kovové konstrukce, provádění
- ČSN 73 28.. Dřevěné konstrukce, provádění

ČSN a směrnice

- ČSN 73 0031 – 90 Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových púd. Základní ustanovení pro výpočet
- ČSN 73 0032 – 78 Výpočet stavebních konstrukcí zatížených dynamickými účinky strojů
- ČSN 73 0035 – 88 Zatížení stavebních konstrukcí
- ČSN 73 0036 – 92 Seizmická zatížení staveb
- ČSN 73 0037 – 88 Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce
- ČSN 73 0038 – 87 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách

- ČSN 73 0080 – 88 Ochrana stavebních konstrukcí proti korozi. Názvosloví
- ČSN 73 0081 – 87 Ochrana proti korozii v stavebnictvě. Všeobecné ustanovenia
- ČSN 73 0090 – 63 Zakládání staveb. Geologický průzkum pro stavební účely
- ČSN 73 0095 – 83 Geologický průzkum pro stavby silničních komunikací, železnic a letištních ploch
- ČSN 73 0405 – 86 Měření posunů stavebních objektů
- ČSN 73 0540 – 86 Tepelné technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Názvosloví, požadavky a kritéria
- ČSN 73 0542 – 79 Tepelné technické vlastnosti stavebních konstrukcí a budov. Vlastnosti materiálů a konstrukcí
- ČSN 73 1001 – 87 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
- ČSN 73 1101 – 87 Navrhování zděných konstrukcí
- ČSN 73 1103 – 88 Navrhování stěnových keramických dílců
- ČSN 73 1201 – 89 Navrhování betonových konstrukcí
- ČSN 73 1701 – 84 Navrhování dřevěných stavebních konstrukcí
- ČSN 73 1901 – 89 Navrhování střech
- ČSN 73 2005 – 70 Injekční práce v stavebnictvě
- ČSN 73 2310 – 88 Provádění zděných konstrukcí
- ČSN 73 2400 – 89 Provádění a kontrola betonových konstrukcí
- ČSN 73 2401 – 89 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu
- ČSN 73 6202 – 89 Zatížení a statický výpočet mostů
- ČSN 73 6203 – 89 Zatížení mostů
- ČSN 73 6209 – 80 Zatěžovací zkoušky mostů
- ČSN 42 0305 – 84 Ocel. Odběr a zpracování zkušebních vzorků pro mechanické zkoušení