

Konference ČKAIT

STATIKA STAVEB

2023 Plzeň

6.–7. září 2023

**Congress Center
Parkhotel Plzeň,
U Borského parku 2791/31,
301 00 Plzeň**



Pořadatel

**Česká komora autorizovaných inženýrů
a techniků činných ve výstavbě**

Oblastní kancelář ČKAIT Plzeň

profesní aktiv ČKAIT pro statiku, mosty a zkušebnictví

Informační centrum ČKAIT, s. r. o.





Sborník konference
STATIKA STAVEB

Plzeň 2023

6.–7. září

Materiály neprošly jazykovou úpravou.

Autoři odpovídají za obsahovou, odbornou a jazykovou úroveň příspěvků.



Konference ČKAIT Statika staveb Plzeň 2023

Vydalo Informační centrum ČKAIT, s. r. o., Sokolská 15, Praha 2

1. vydání

Koordinace: Ing. Šárka Janoušková

Editor: Petra Nováková, DiS.

Praha, září 2023

ISBN: 978-80-88265-43-6

Zlatý partner



Stříbrný partner



Bronzový partner



Mediační partner



OBSAH

KONFERENCE STATIKA STAVEB PLZEŇ 2023	4
<i>Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.</i>	
DRUHÁ GENERACE EUROKÓDŮ PRO ZATÍŽENÍ STAVEB	5
<i>doc. Ing. Marková Jana, Ph.D.</i>	
VLIV FVE NA STATICKÉ POSOUZENÍ KONSTRUKCE STŘECHY S NOSNÝMI TRAPÉZOVÝMI PLECHY	10
<i>Ing. Jan Seifert</i>	
POUŽITÍ VÍCEMATERIÁLOVÝCH ŘEŠENÍ PŘI NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ.....	24
<i>Ing. Šimon Racek</i>	
NÁVRH SPRIAHNUTÝCH NOSNÍKOV DELTABEAM® V PRECHODOVEJ STROPNEJ DOSKE APARTMÁNOVÉHO DOMU RIVAPARK V DUNAJSKEJ STREDE.....	27
<i>Ing. Július Staš; Ing. Simona Šarvaicová, Ph.D.; Ing. Peter Veróny, Ph.D.; Ing. Alexander Stefankovics</i>	
POKROČILÉ ŘEŠENÍ BETONOVÝCH STĚN A OBLASTÍ DISKONTINUIT.....	31
<i>Ing. Tomáš Oupic Svoboda, Ing. Martin Pernica</i>	
ÚSKALÍ STROJOVÝCH VÝPOČTŮ V GEOTECHNICE	39
<i>Ing. Vojtěch Ježek</i>	
STROJNÍ ZDĚNÍ VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL	43
<i>Ing. Martin Konečný</i>	
NAVRHOVÁNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ – NOVÉ NORMY EC 6	51
<i>Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.</i>	
STANOVENÍ FYZIKÁLNĚ MECHANICKÝCH PARAMETRŮ ZDĚNÉ KONSTRUKCE STĚNY NA ZÁKLADĚ VELKOROZMĚROVÉ ZKOUŠKY.....	67
<i>Petr Štěpánek; František Girgle; Vojtěch Kostíha; Petr Cikrle; Petr Daněk; Ondřej Januš</i>	
ZDIVO Z BROUŠENÝCH CIHEL VYZDĚNÉ NA MODERNÍ MALTÝ: STATIKA A POŽÁRNÍ BEZPEČNOST	89
<i>Ing. Zuzana Hejlová; Ing. Pavel Heinrich</i>	
TEKLA STRUCTURES VE VZTAHU K ARCHITEKTUŘE.....	96
<i>Ing. et Ing. Martin Mat'ášovský, MBA</i>	
DŮLEŽITOST TLOUŠTKY STĚN OKENNÍCH PROFILŮ Z POHLEDU KVALITY – TŘÍDA A	99
<i>Milan Klepsa</i>	
ZÁVĚR KE KONFERENCI STATIKA STAVEB 2023	100
<i>Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.</i>	

KONFERENCE STATIKA STAVEB PLZEŇ 2023

V letošním roce se setkáváme již na šestém ročníku odborné konference Statika staveb Plzeň. Konferenci pořádá Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků – oblast Plzeň ve spolupráci s IC ČKAIT Praha a Aktivem Statika, mosty a zkušebnictví.

Zaměření konference

Konference je zaměřena na problematiku navrhování a posuzování nosných konstrukcí pozemních staveb. Do programu je vždy také zařazena část věnovaná navrhování geotechnických konstrukcí. Konference je určena pro stavební projektanty, statiky a další odborníky, kteří se zabývají navrhováním, prováděním a dozorováním konstrukcí staveb a zejména nosných stavebních konstrukcí.

Cíl konference

Cílem konference je informace o stavu navrhování a realizace nosných stavebních konstrukcí ve třech základních směrech. Za prvé se jedná o nové požadavky z předpisů, vývoje a norem pro navrhování konstrukcí. Ze druhé jde o výměnu poznatků se zaměřením na navrhování a posuzování nosných konstrukcí pozemních staveb a za třetí se jedná o poukázání na dobré i špatné návrhové postupy a realizace.

Základní témata

Základním tématem příspěvků na konferenci je stav navrhování a provádění konstrukcí v současné době. Do letošního programu proto byly nejprve zařazeny novinky z připravované druhé generace základních návrhových norem – eurokódů v oblasti zatížení staveb a dvou základních nosných stavebních materiálů – betonu a zdiva. Do programu byla zařazena informace o požadavcích nového stavebního zákona na navrhování konstrukční části staveb. Důležitým tématem pro budoucí období je zajištění kontroly stavu prováděných a dokončených staveb. Tématu jsou věnovány příspěvky o nesprávně prováděných železobetonových konstrukcích, špatných případech řešení rekonstrukcí a umístění fotovoltaiky.

Požádání o vystoupení byly vybráni významní výrobci zdicích prvků – pálených cihel, pórobetonu a vápenopískových cihel. Z oblasti geotechniky jsou uváděny dvě přednášky. Z oblasti geotechniky je zařazena přednáška s rozбором vhodnosti použití výpočtových programů pro návrh běžného i speciálního zakládání u staveb.

Slovo úvodem

Letošní rok je pro stavebnictví specifickým obdobím. Jedná se o rok před platností nového stavebního zákona, kde se očekává aplikace nových stavebních i obecných předpisů. Ty se samozřejmě dotknou i navrhování konstrukcí, a to nejméně v upřesnění technických požadavků a struktury projektové dokumentace.

V současné době stále pro práci projektantů a statiků platí stávající legislativní podmínky spojené s platným stavebním zákonem č. 183/2006 Sb. Pro výstavbu jsou ale již schváleny neměnné texty nového stavebního zákona a nyní se bude jednat o jejich rozpracování v dalších vyhláškách a předpisech, které budou platit pro projektanty a statiky od poloviny roku 2024. Taktový je alespoň současný plán vlády.

Úkolem konference je proto i diskuze o práci a postavení projektanta – statika a jeho vazby a případné náměty k připravovaným vyhláškách, například o obecně technických podmínkách a o dokumentaci staveb. Získané podněty pak může Komora využít pro další jednání se státními institucemi i pro připomínky připravovaných vyhlášek.

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.
předseda výboru oblasti ČKAIT Plzeň, statik, znalec a projektant

DRUHÁ GENERACE EUROKÓDŮ PRO ZATÍŽENÍ STAVEB

doc. Ing. Marková Jana, Ph.D.

ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6

1 Úvod

Revize Eurokódů EN 1991 pro zatížení konstrukcí se nachází v závěrečné etapě své tvorby. Technická subkomise SC1 obdržela připomínky členských zemí k Eurokódům předložených k národnímu hlasování ve stádiu ENQ (Enquiry – přezkoumávání), které jsou pak následně zapracovávány v pracovních skupinách této subkomise. Pokud by se zjistilo, že jsou ještě potřebné podstatné technické změny, pak by bylo třeba předložit příslušné části EN 1991 k opakovanému hlasování. Těchto připomínek (edičního i technického charakteru) bývá velmi mnoho, např. nyní u prEN 1991-1-5 pro zatížení teplotou jich bylo zasláno členskými zeměmi celkem 15 stran, u prEN 1991-1-9 pro zatížení námrazou 30 stran. Ukazuje se, že některé členské země v průběhu přípravy jednotlivých částí Eurokódů nebyly dostatečně aktivní a nyní, když se již přibližuje povinnost zemí zavést 2. generaci Eurokódů, teprve vyvíjí zvýšenou aktivitu.

V následujícím textu jsou uvedeny aktuální informace o stavu dokončování revize zatížení v prEN 1991. Po formální stránce zde došlo k úpravě úvodních kapitol a také obrázků a vztahů, aby byly v souladu s dokumentem N 1250, ve kterém jsou uvedeny požadavky na tvorbu Eurokódů po technické i ediční stránce. Byly také provedeny úpravy názvů jednotlivých částí Eurokódů pro zatížení.

V N 1250 se uvádí postupy tvorby 2. generace Eurokódů včetně národních příloh, způsob odkazů na národně stanovené parametry (NDP) a na doplňující literární zdroje, které mohou být uvedeny v bibliografii. V národní příloze je pak uvedeno národní rozhodnutí o statutu příloh, tedy zda budou mít normativní nebo informativní charakter. Uváží se také, zda jsou potřebné odkazy na doplňující informace, která nejsou v rozporu s Eurokódy. Požaduje se, aby jednotlivé revidované části Eurokódů byly doplněny podkladními dokumenty, které by uživatelé podrobněji ozřejmily normativní požadavky a doporučení.

2 Zatížení vlastní tíhou, stálá a užitná zatížení

PrEN 1991-1-1 se zabývá pokyny pro stanovení vlastní tíhy, stálými a užitnými zatíženími. Kategorizace užitných ploch byla zachována obdobně jako v 1. generaci Eurokódů. Kategorie ploch A (rezidenční plochy) a B (administrativní plochy) byly rozčleněny do dvou subkategorií podle způsobu jejich používání, např. subkategorie A.1 pro obytné místnosti a chodby a A.2 pro ložnice, koupelny, pokoje v nemocnicích, hotelech nebo hostelech. Pro tyto subkategorie byly doporučeny stejné hodnoty užitných zatížení, což lze v případě potřeby upravit v národní příloze.

Pro jednotlivé kategorie užitných ploch se uvádí pouze jedna doporučená charakteristická hodnota užitných zatížení, nikoliv intervaly užitných zatížení, jako jsou uvedeny v nyní platné verzi EN 1991-1-1. Ve většině případů byla vybrána pro užitná zatížení v současnosti doporučená, podtržená hodnota ze stávajícího intervalu hodnot dle současně platného ČSN EN 1991-1-1. Nově jsou definována užitná zatížení pro schodiště jako kategorie S, kde pro kategorii S1 se doporučují použít stejné hodnoty užitných zatížení, jako jsou v kategorii A a B, pro kategorii S2 na schodištích a podestách tribun bez pevných sedadel hodnotu $7,5 \text{ kN/m}^2$, a pro kategorii S3 použít 5 kN/m^2 . Pro lodžie, terasy a balkóny se doporučují 4 kN/m^2 . Byla upravena doporučení pro užitná zatížení od přemístitelných přiček dle jejich vlastní tíhy.

Nově zavedeným pokynem je, že pokud působí užitné zatížení z více pater nebo z větší plochy, umožňuje se použít současně pro užitná zatížení redukční součinitele α_n a α_A , je zde však omezení na maximálně 50% redukce hodnoty užitného zatížení. Pro oba redukční součinitele platí také přídatná omezení dle kategorie užitných zatížení. Jsou zde také doporučeny velikosti spolupůsobících ploch pro uvažovaný nosný prvek. Kombinační součinitel ψ lze také kombinovat se součinitelem α_n , což by však mohlo vést k návrhu nedostatečně spolehlivé konstrukce. Tyto pokyny bude zřejmě potřebné ověřit, popř. upřesnit v národní příloze. Upozorňuje se také na zatížení, která vznikají při rytmickém pohybu davu lidí, kdy je nezbytné uvážit dynamické modely pro užitné zatížení (konkrétní modely zde však nejsou uvedeny).

3 Zatížení konstrukcí požárem

V prEN 1991-1-2 pro zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru zůstal obsah základních normativních kapitol po technické stránce téměř beze změn. Všechny přílohy mají informativní charakter a lze národně rozhodnout o jejich aplikaci. Některé vztahy v přílohách A až G byly upraveny nebo doplněny, kdy také byly využity

výsledky nového výzkumu. Změny se týkají zejména přílohy C zabývající se lokálními požáry (např. u modelu výšky plamene vzhledem ke stropní konstrukci), přílohy E pro hustotu požárního zatížení a přílohy G pro polohový faktor, která byla rozšířena o modelování lokalizovaného požáru. Zcela nově se zde uvádí příloha H pro zatížení dřevěných konstrukcí požárem.

4 Zatížení sněhem

V Eurokódu prEN 1991-1-3 jsou pro zatížení sněhem upraveny některé výpočetní modely, podkladem byly výsledky nových výzkumů a nedávno revidovaná ISO 4355. Součinitel expozice C_e se zavedl přímo do výpočetního vztahu pro tvarové součinitele, upřesňuje se součinitel tepla C_t . Pro rozsáhlé ploché střechy byl uvážen vliv velikosti střechy. Pro střechy vícelodních budov se uvádí nový vztah pro zatížení nenavátým a navátým sněhem a pro válcové střechy nový vztah pro uspořádání navátým sněhem.

Pro střechy přilehlé nebo v blízkosti vyšších staveb byl upraven součinitel μ_w pro zohlednění působení větru na návěje. Doporučil se postup pro zohlednění vlivu deště na zasněžené ploché střechy. Jsou zde také nově uvedena doporučení pro zohlednění návějí na střechách s nainstalovanými solárními panely. Plánuje se, že prEN 1991-1-3 bude předložen k formálnímu hlasování (FV) členských zemí koncem roku 2024, nyní se budou zapracovávat připomínky členských zemí ze stádia ENQ.

5 Zatížení větrem

Rozsah použití prEN 1991-1-4 pro stanovení zatížení větrem je nově rozšířen pro pozemní a inženýrské stavby o výšce do 300 m. V úvodu normy se upozorňuje, že zde nejsou uvedeny pokyny pro nesynoptické větry, jako jsou silné bouře, downburst, tornáda atd. Uvádí se zde zjednodušený přístup pro stanovení dynamických účinků od zatížení větrem.

Vítr je klasifikován jako proměnné volné zatížení. Charakteristická hodnota zatížení větrem je založena stejně jako u dalších klimatických zatížení na střední době návratu 50 let, což je stejné jako v současně platné generaci Eurokódů. Ekvivalentní kvazistatické metody pro stanovení zatížení větrem lze použít pro součinitele konstrukce $c_{sd} \leq 1,2$.

Postupy stanovení zatížení větrem jsou podle typu a výšky konstrukce uvedeny v kapitole 5. Účinky větru na běžné typy konstrukcí se stanoví na základě maximálního dynamického tlaku větru v kapitole 6, s uvážením příslušné klimatické oblasti, drsnosti terénu, orografie a referenční výšky konstrukce (podrobněji uvedeno v příloze B) a s použitím součinitelů vnějšího a vnitřního tlaku dle přílohy C pro budovy a jiné konstrukce (např. pro chladicí věže, válcové střechy, zásobníky a nádrže) včetně nepravidelných tvarů konstrukcí a jejich střech.

Přibližné stanovení hodnoty součinitele konstrukce v grafické podobě je uvedeno v kapitole 8. Podrobnější postupy stanovení dynamické odezvy různých typů konstrukcí na zatížení větrem (budovy, mosty, stožáry, věže a další inženýrské konstrukce) jsou uvedeny v příloze F, kde jsou podrobněji zpracovány než v současně platné ČSN EN 1991-1-4.

Příloha A s přehledem hodnot výchozího základního větru v členských zemích byla vynechána, předpokládá se, že si jednotlivé země zpracují aktualizované národní mapy větrných oblastí. Zatím nebyly nalezeny finanční prostředky pro tvorbu celoevropských klimatických map, ve kterých by byly odstraněny v současnosti existující nekonzistence národních map na hranicích jednotlivých zemí.

Provedla se také revize a harmonizace součinitelů vnitřních a vnějších tlaků větru. Součinitele výsledného tlaku pro stěny a střechy jsou uvedeny v příloze D. Součinitele síly pro konstrukce a konstrukční prvky včetně příhradových konstrukcí, věží, stožárů, komínů, ocelových lan, lešení a hlavních nosných konstrukcí mostu jsou uvedeny v příloze E.

Postupy pro stanovení příčné dynamické a aeroelastické odezvy pro citlivé budovy jsou uvedeny v Příloze G, pro štíhlé konstrukce v příloze H (doplňují se tak informace v kapitole 10). Dynamické charakteristiky konstrukcí (vlastní frekvence, modální tvary, ekvivalentní hmotnosti, logaritmický útlum), které mají lineárně elastické chování, jsou uvedeny v příloze I. Do přílohy J byly převedeny a upraveny požadavky na odezvu ocelových stožárů a věží na zatížení větrem, které jsou nyní obsaženy v platné EN 1993. Příloha L uvádí postupy stanovení rychlostí větru na základě měření z meteorologických stanic. Nově je do prEN 1991-1-4 zařazena kapitola K s postupy modelování zatížení větrem na konstrukce ve větrném tunelu, což umožňuje zpřesnit parametry pro specifické konstrukce nebo pro podmínky konstrukce v konkrétním projektu. Simulace zatížení konstrukce větrem na vytvořeném modelu konstrukce je již zavedeno i do některých komerčních softwarů. Příloha M uvádí pokyny pro pravděpodobnostní modelování zatížení větrem.

Doporučení pro uvážení účinků klimatických změn a jejich vliv na predikci charakteristických hodnot zatížení větrem byla zatím z EN 1991-1-4 vynechána, neb provedení predikcí u zatížení větrem ovlivňuje mnoho faktorů a jsou zde značné nejistoty týkající se budoucího vývoje zatížení větrem.

Předložení prEN 1991-1-4 do stádia schvalování ENQ se plánuje na 03/2024.

6 Zatížení teplotou

V prEN 1991-1-5 byly provedeny úpravy pokynů pro zatížení budov, kdy byly sloučeny a zpřesněny tabulky pro rozsahy teplot, které jsou v současnosti uvedeny v ČSN EN 1991-1-5. U mostů došlo k dílčím aktualizacím a zjednodušením, byl vynechán diagram pro převod teploty vzduchu ve stínu na rovnoměrnou složku teploty a uvedeny pouze výpočetní vztahy.

Pro nerovnoměrnou svislou složku teploty mostu jsou zachovány dva alternativní návrhové postupy, které mohou být zvoleny v národní příloze (tj. lineární nebo nelineární průběh teplot).

Výchozí teplota konstrukce T_0 , která byla doporučena podle současně platné normy hodnotou 10 °C, tedy pokud nebyla tato teplota přesněji stanovena měřením, byla doplněna o odchylku ΔT_0 , kterou se vyjadřují nejistoty při stanovení výchozí teploty.

V prEN 1991-1-5 se uvádí také doporučení pro přípravu národních map minimálních a maximálních izoterm, s jejich předpokládanými pravidelnými aktualizacemi po cca 15 až 20 letech. Současně platná příloha C se součiniteli teplotní roztažnosti byla z normy vynechána. Postup aktualizace charakteristických hodnot teplot vzduchu ve stínu a také faktor klimatické změny lze doporučit v národní příloze.

Příloha A uvádí postup stanovení teploty vzduchu ve stínu pro jinou než 50letou dobu návratu založenou na Weibullovu rozdělení, na základě kterého je možno uvážít zatížení konstrukce teplotou pro dočasné návrhové situace nebo zbytkovou dobu její životnosti.

7 Zatížení během provádění

PrEN 1991-1-6 uvádí postupy a doporučení, jak stanovit zatížení a jejich kombinace během jednotlivých etap provádění staveb. Norma se podrobněji zabývá staveništními zatíženími, která jsou specifická pro stádia provádění. Staveništní zatížení jsou zde klasifikována do 6 tříd (Q_{ca} až Q_{cf}), pro které jsou doporučeny hodnoty užitečných zatížení. Nově se zde uvádí třída Q_{cf} , která například zohledňuje účinky dočasných podpor, dočasné závěsy, zatížení od dočasného předpětí, zatížení během betonáže, hydratační teplo, zatížení během manipulace.

Charakteristická hodnota klimatických zatížení se stanovuje obdobně jako v ČSN EN 1991-1-6, jsou zde nyní upraveny doby trvání etap provádění (do 5 dnů, nad 5 dnů až do roka a přes jeden rok). V případě potřeby je nezbytné zahrnout vlivy ročních období. Zásady navrhování pro dočasné návrhové situace, kombinace zatížení, dílčí součinitele a součinitele kombinace pro staveništní zatížení u budov jsou převedeny do přílohy A.1 EN 1990.

8 Mimořádná zatížení

PrEN 1991-1-7 uvádí zásady navrhování konstrukcí s ohledem na předem určená mimořádná zatížení. Pokyny pro uvážení předem neidentifikovaných mimořádných zatížení byly přesunuty do EN 1990, přílohy E pro robustnost konstrukcí. Revidovaná norma se zabývá mimořádnými zatíženími konstrukcí od nárazů silničních a železničních vozidel, vrtulníků, vysokozdvíhových vozíků a plavidel. Jsou zde dále uvedeny zásady navrhování konstrukce na výbuchy plynu nebo prachu ve vnitřních prostorech.

Hodnoty ekvivalentních statických nárazových sil zůstaly nezměněny pro jednotlivé kategorie dopravy (byly zpřesněny rozsahy sil pro námořní plavidla). Došlo k přesunutí požadavků na nárazové síly na svodidla a konstrukce v parkovacích garážích z EN 1991-1-1 do prEN 1991-1-7.

Kategorizace konstrukcí do tříd následků CC1 až CC3 byla převedena z přílohy A do hlavního, normativního textu normy. Postupy ověřování konstrukce kategorizované do příslušné třídy následků jsou lépe vysvětleny. Ve třídě CC3 se uvádí možnost kromě použití analýzy rizik aplikovat např. dynamickou analýzu, nelineární metody a uvážít interakci mezi zatíženími a konstrukcí.

Pokyny pro dynamické analýzy uvedené v příloze C byly upraveny a zjednodušeny, přibližný model pro stanovení nárazové síly od vozidla při tvrdém nárazu (např. do mostního pilíře) byl vynechán. Zjednodušený model pro měkký náraz vozidla na svodidla je zde však v současné podobě obtížně uplatnitelný. Požadavky na zatížení na svodidla jsou uvedeny v souboru ČSN EN 1317.

V prEN 1991-1-7 je nová příloha E s ekvivalentními silami zatížení od účinků nehodových trosek a úlomků pro budovy třídy A v oblasti železničních tratí.

9 Zatížení jeřáby

V prEN 1991-3 byla zjednodušena klasifikace zatížení, upřesněny některé kombinace zatížení a doplněny pokyny pro namáhání konstrukcí od účinků jeřábů na únavu (upravena klasifikace zatížení). K dispozici jsou nové podkladní dokumenty. PrEN 1991-3 poskytuje pokyny pro jednotlivé typy zatížení, které jsou potřebné uvažovat, a také doporučené hodnoty dynamických součinitelů. V tabelizované podobě jsou uvedena zatížení pro ověření návrhových situací pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Zásady navrhování a hodnoty dílčích součinitelů jsou uvedeny v EN 1990, příloze A.5.

Klasifikaci podpěrných konstrukcí jeřábů uvádí příloha A. Pokyny pro zjednodušený výpočet zatížení od mostových jeřábů obsahuje příloha B a také postup stanovení vodorovných sil od konzolových pojízdných jeřábů. Návodů pro konzolové jeřáby jsou uvedeny v příloze C. Příloha D s „obecným“ přístupem, jak postupovat pro navrhování konstrukcí pro různé typy jeřábů, která byla připravená v rámci CEN/TC 250 Adhoc skupiny, byla nakonec vynechána, neb se na jejím technickém obsahu neshodly země CEN. Doplnující informace budou uvedeny v podkladním dokumentu k prEN 1991-3.

10 Zatížení zásobníků a nádrží

K dispozici je také konečné znění prEN 1991-4, snahou bylo dořešit některé nekonzistence této normy se zásadami navrhování uvedenými v EN 1990, Příloze A4 pro zásady navrhování zásobníků a nádrží. Souvislost kategorizace zásobníků podle následků poruchy (třídy CC – Consequence Class) a tříd zatížení AAC (Action Assessment Class) je uvedena na základě rizikové matice.

Velmi důležitým hlediskem při navrhování zásobníků a nádrží je geometrie a velikost zásobníků dle tříd AAC, kde hlavně návrhu velkoobjemových zásobníků je třeba věnovat značnou pozornost, zejména v nejvyšší třídě zatížení AAC3. Dominantním problémem je obvykle vyprazdňování zásobníků. I když se podařilo provést některá zjednodušení a přesunout části zásad navrhování do přílohy A4 v prEN 1990, přesto zůstává text prEN 1991-4 na některých místech zbytečně obsáhlý a nepřilíhající uživatelsky přehledný, s mnoha empirickými vztahy.

11 Zatížení námrazou

PrEN 1991-1-9 pro zásady navrhování a zatížení konstrukcí námrazou a ledovkou vznikl transformací ISO 12494, která byla do systému ČSN zavedena v r. 2010 a její národní příloha je obsažena v ČSN 73 0034.

V prEN 1991-1-9 byl výrazně zkrácen text, je uživatelsky příznivější. Pro stanovení charakteristických hodnot zatížení námrazou jsou uvedeny výpočetní vztahy, takže množství tabulek nyní obsažených v ČSN ISO 12494 bylo vynecháno. Jsou zde také uvedeny návody pro sběr dat o námraze a postupy pro zpracování národní mapy námraz, které však běžný projektant jistě nevyužije a v případě potřeby se obrátí na ČHMÚ. Součinitele pro stanovení zatížení větrem na konstrukce pokryté námrazou jsou obsaženy v prEN 1991-1-4. Zásady navrhování a kombinace zatížení na různé typy konstrukcí, ve kterých je třeba uvažovat s námrazou, jsou uvedeny v Příloze A3, prEN 1990.

PrEN 1991-1-9 obsahuje informativní přílohy, ve kterých jsou uvedeny doplňující pokyny o vlivu námrazy na konstrukce a také o nebezpečí, že může dojít k pádu námrazy z konstrukce a k ohrožení kolemjdoucích.

Pro uvážení námrazy na konstrukce byla u nás zpracována mapa námraz, která uvádí oblasti s jednotlivými třídami námraz, kdy při stanovení velikosti námrazy se uvažuje s jejich horní hodnotou. Kromě toho prEN 1991-1-9 umožňuje použít charakteristickou hodnotu hmotnosti námrazy nebo její tloušťky, která může být pro jednotlivé oblasti uvedena v tabelizované podobě nebo také prostřednictvím interaktivní mapy.

12 Zatížení vlnami a proudy na pobřežní konstrukce

PrEN 1991-1-8 (plánuje se předložení na schvalovací proces CEN Enquiry 03/2024) se zabývá pokyny pro zatížení vlnami a proudy na pobřežní konstrukce. Lze jej použít například pro návrhy podmořských potrubí, pro trvale zakotvené plovoucí konstrukce, pro přímořské konstrukce nebo konstrukce vlnolamů. Jedná se zde o zcela nový Eurokód vzniklý na základě transformace ISO 21650, který byl ale významně upraven. Bylo zde potřebné zcela nově zpracovat standardizované zásady navrhování a zatížení na základě metody dílčích součinitelů a také s použitím pravděpodobnostních metod založených na zásadách Eurokódů. Dokument je obsáhlý, má asi 200 stran textu (13 kapitol a 6 informativních příloh). Zásady navrhování konstrukcí na mořské vlny a proudy jsou pak obsaženy v EN 1990, Příloze 6.

13 Technická zpráva o interakci klimatických zatížení

Dokončená a schválená technická zpráva CEN/TC 250/SC1 se zabývá interakcí klimatických zatížení. Pravděpodobnostní metody byly použity pro analýzy spolupůsobení klimatických zatížení. Technická zpráva uvádí hlavní fyzikální charakteristiky klimatických zatížení a způsoby modelování klimatických zatížení. Zavádí se klimatický zatěžovací řetězec s jednotlivými klimatickými zatíženími a vlivy, součinitele expozice, součinitele interakce a dynamické součinitele. Pro jednotlivé klimatické zóny v Evropě jsou analyzována klimatická zatížení.

Zpráva se též zabývá klimatickými změnami a jejich dopadem na navrhování konstrukcí. Očekává se nárůst střední hodnoty klimatického zatížení, zvětšení variačního koeficientu a změny v distribučních funkcích. U větru se očekává změna v podílu různých typů mechanismů vyvolávajících větrné bouře. Dílčí součinitele pro kombinace zatížení sněhem a větrem analyzované v několika případových studiích této technické zprávy se stanovily v rozmezí 1,75 až 2, což jsou větší hodnoty, než je doporučeno v EN 1990 pro proměnná zatížení.

14 Závěrečné poznámky

Soubor Eurokódů řady prEN 1991 byl doplněn o některé dosud chybějící pokyny, je lépe vysvětlen a došlo zde k řadě úprav a zjednodušení. Konečnými edičními nebo technickými úpravami dosud prochází většina norem. V pokročilém stádiu přípravy se nacházejí prEN 1991-2 pro zatížení mostů dopravou a EN 1991-1-2 pro zatížení požárem, které již budou předloženy pro konečné hlasování do stádia FV.

Většinou se podařilo snížit počet národně stanovených parametrů v Eurokódech, takže došlo k jejich větší harmonizaci. Přibyly také nové doplňující postupy, které dosud chyběly nebo byly dosti obecné, a to včetně některých nových zatížení, namáhání konstrukcí na únavu a upřesnění způsobů použití nelineárních metod.

Předpokládá se, že v rozmezí následujících asi dvou let bude potřebné začít připravovat nové národní přílohy, doporučit hodnoty některých nových národně stanovených parametrů a uvážit potřebu kalibrace dílčích součinitelů a dalších prvků spolehlivosti pro zatížení. Důležité bude také připravit nové klimatické mapy pro zatížení sněhem, větrem, teplotou a námrazou na základě statistického zpracování dat z posledních dvou desetiletí.

Zdroje

- 1 prEN 1990 Eurocode: Basis of structural and geotechnical design.
- 2 prEN 1991-1-1 Eurocode 1 Actions on structures - Part 1-1: Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads on buildings.
- 3 prEN 1991-1-2 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: Actions on structures exposed to fire.
- 4 prEN 1991-1-3 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: Snow actions.
- 5 prEN 1991-1-4 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-4: Wind actions.
- 6 prEN 1991-1-5 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-5: Thermal actions.
- 7 prEN 1991-1-6 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-6: Actions during execution.
- 8 prEN 1991-1-7 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: Accidental actions.
- 9 prEN 1991-1-8 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-8: Actions from waves and currents on coastal structures.
- 10 prEN 1991-1-9 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-9: Atmospheric icing.
- 11 prEN 1991-2 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges and other civil engineering works.
- 12 prEN 1991-3 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: Actions induced by cranes and machinery.
- 13 prEN 1991-4 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 4: Silos and tanks.
- 14 N 1250 Policy guidelines and procedures.
- 15 Technical report CEN/TC250/SC1, Probabilistic basis for determination of partial safety factors and load combination factors, Interdependence of climatic actions, Background document.

VLIV FVE NA STATICKÉ POSOUZENÍ KONSTRUKCE STŘECHY S NOSNÝMI TRAPÉZOVÝMI PLECHY

Ing. Jan Seifert

Konstat s. r. o.

Fotovoltaické elektrárny (FVE) se v masivním měřítku umísťují na nové ale i na existující objekty, jejichž nosnou část střešního pláště často tvoří trapézové plechy. Pokud není návrh podpěrné konstrukce FV panelů proveden s ohledem na specifika trapézového plechu (zvláště v kombinaci s jinými častými vadami těchto konstrukcí), může to znamenat vážný statický problém. V současné praxi je problematika lokálních účinků FVE na trapézový plech velmi často podceňována a dodavatelé FVE se ji mnohdy zdráhají řešit.

Úvod

Cílem tohoto příspěvku je poukázat na specifické problémy při osazování FVE na střechy s nosnou konstrukcí z trapézových plechů. Jak pro nové konstrukce, tak i pro již realizované střechy bývá požadováno statické posouzení navrhovaného stavu. Tento požadavek však bývá u již existujících střech velmi obtížně splnitelný vzhledem k absenci nezbytných podkladů pro provedení posudku. V praxi se lze velmi často setkat s výkladem stavebních právních norem, dle kterého je schválení stavebním úřadem nutné jen v určitých případech. Jakékoliv přitížení stávající konstrukce (dokončené stavby), na které konstrukce nebyla navržena, je však z odborného hlediska „zásahem do nosné konstrukce“ a je tedy nutné vypracovat projektovou dokumentaci včetně statického posouzení. I kdyby se projektová dokumentace nepožadovala, je ve vlastním zájmu majitele objektu požadovat k zamýšlenému záměru alespoň vyjádření odpovědného statika. Dnešní výpočetní možnosti a softwarová řešení umožňují stanovit rezervy v únosnosti pro každý jednotlivý plech, dokonce pro každou jeho jednotlivou vlnu, ale ani tyto vyspělé výpočetní možnosti bohužel nepostačují pro zajištění bezpečnosti střechy, není-li věnována náležitá pozornost všem souvisejícím faktorům, z nichž mnohé bývají v praxi bohužel opomíjeny (a to v překvapivě značném procentu případů). Nedostatečně zkoordinované a propracované řešení návrhu FVE ve vztahu ke střešní konstrukci bývá bohužel častou příčinou pozdějších komplikací při realizaci záměru osadit FVE a nezřídkem může vést ke zmaření celé plánované investice či k jejím podstatným změnám (omezení výkonu, nutnost zesilování střechy apod.), případně v extrémním případě k havárii konstrukce (tj. porušení trapézového plechu). Níže zmiňované obtíže při zpracovávání projektu pro osazení FVE a s nimi spojená rizika se projevují velmi často a potřeba jejich řešení je nanejvýš aktuální.

V další textu jsou řešena tato konkrétní témata:

- 1 Problematika přenosu zatížení FVE do trapézových plechů
- 2 Upřesňující poznámky ke spolupůsobení vln trapézového plechu
- 3 Nedostatečné rezervy v návrhu trapézového plechu
- 4 Nárůst klimatických zatížení po instalaci FVE
- 5 Podklady pro statický posudek
- 6 Doporučení a poznámky z praxe
- 7 Stav existujících střech
- 8 Nové technologie ukládání FVE

1 Problematika přenosu zatížení FVE do trapézových plechů

Trapézové plechy jsou stavebními prvky určenými pro přenášení především plošných zatížení. Zatížení lokálními břemeny lze na ně uplatnit jen omezeně. Na jednotlivé vlny trapézového plechu doporučujeme nahlížet jako na samostatné navzájem nespolepůsobící prvky (zjednodušeně řečeno – neboť ke vzájemnému spolupůsobení sice dochází, ale bývá velmi limitované – viz DODATEK). Pro ilustraci nám jako příklad konstrukce bez spolupůsobení paralelních prvků může sloužit prkenná podlaha, kde žádné prkno není nijak spojené s vedlejšími prkny a působí samostatně – nejvíce zatíženému prknu nijak nepomůže, je-li v jeho sousedství prkno zatížené méně.

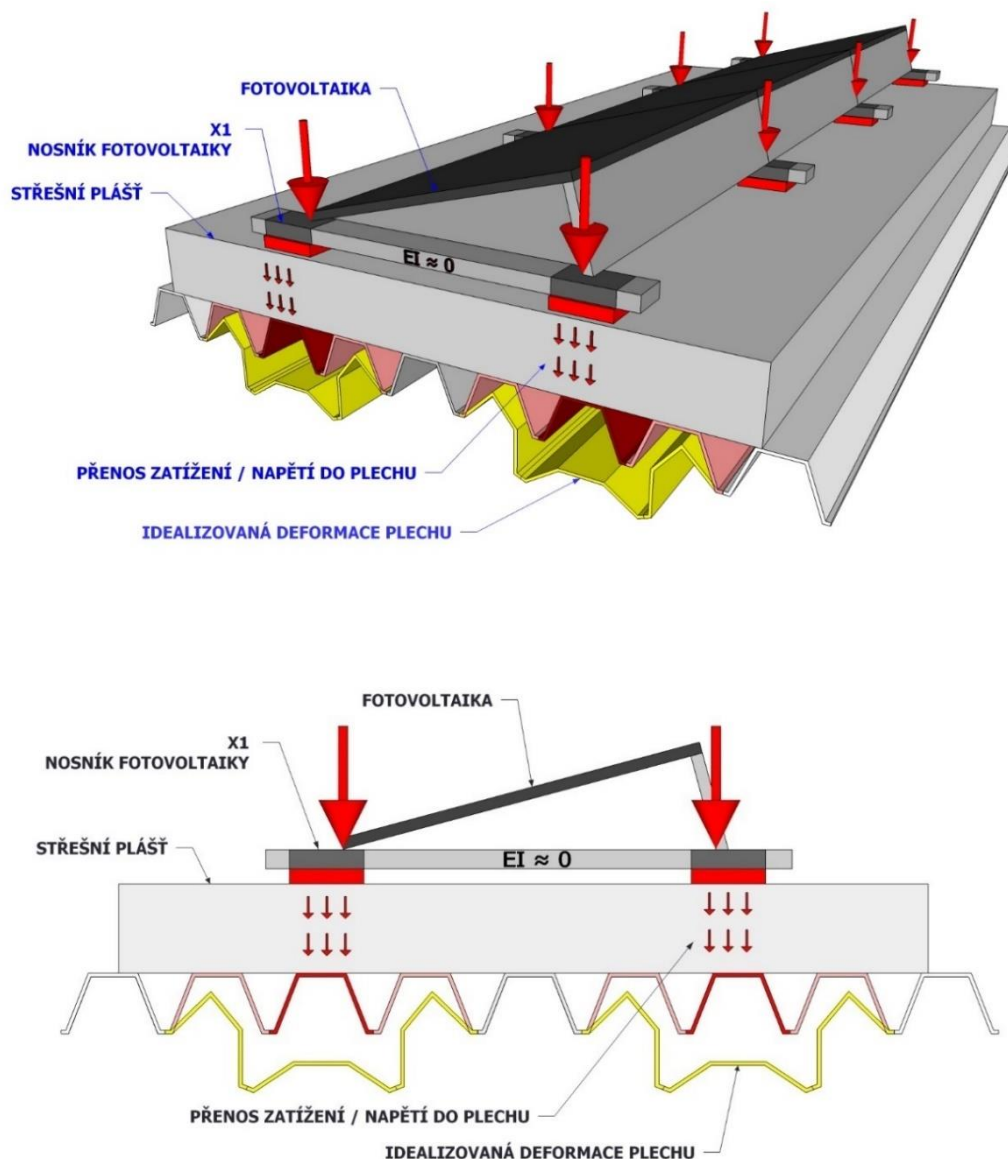
U všech zatížení je nutné zohlednit jejich skutečné působení na trapézový plech. I plošné prvky, jako např. podhled apod., mohou trapézový plech zatěžovat lokálně, což bývá bohužel velmi často zanedbáno, přičemž taková chyba může mít velmi dramatický dopad. Kupříkladu, je-li zadáno, že podhled váží 20 kg/m^2 a že je kotven do každé páté vlny, je zapotřebí dimenzovat trapézový plech na náhradní plošné rovnoměrné zatížení 100 kg/m^2 – tedy $5 \times$ větší, než je samotná plošná hmotnost podhledu (i zde mezilehlé vlny prakticky nepomáhají vlnám, které jsou přímo zatíženy závěsy podhledu).

U instalace FVE je tedy důležité volit takové podpěrné konstrukce panelů, které zajistí co nejrovnoměrnější přenos veškerých zatížení (tedy i sněhu a větru) z FVE do trapézových plechů.

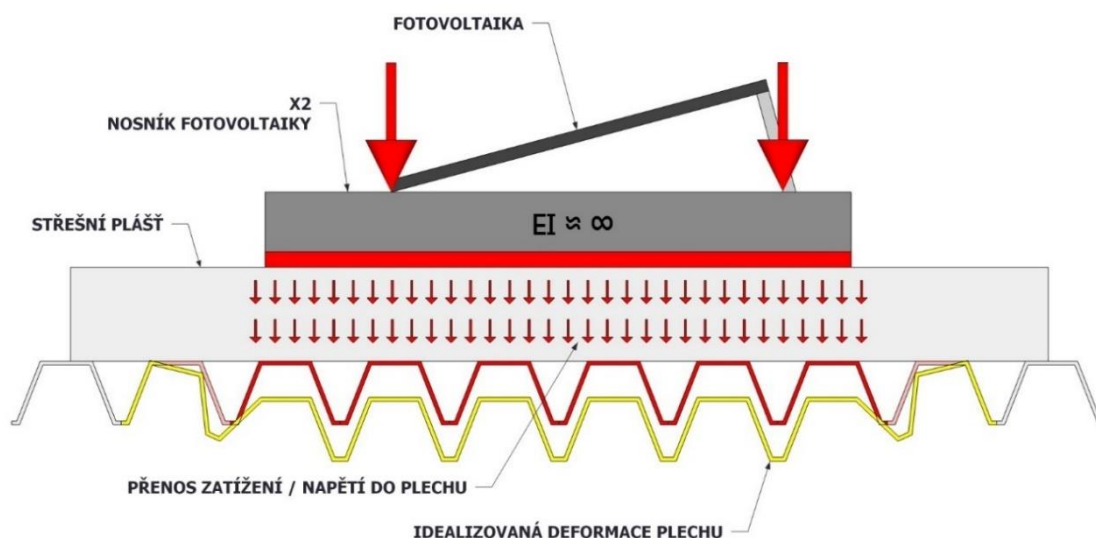
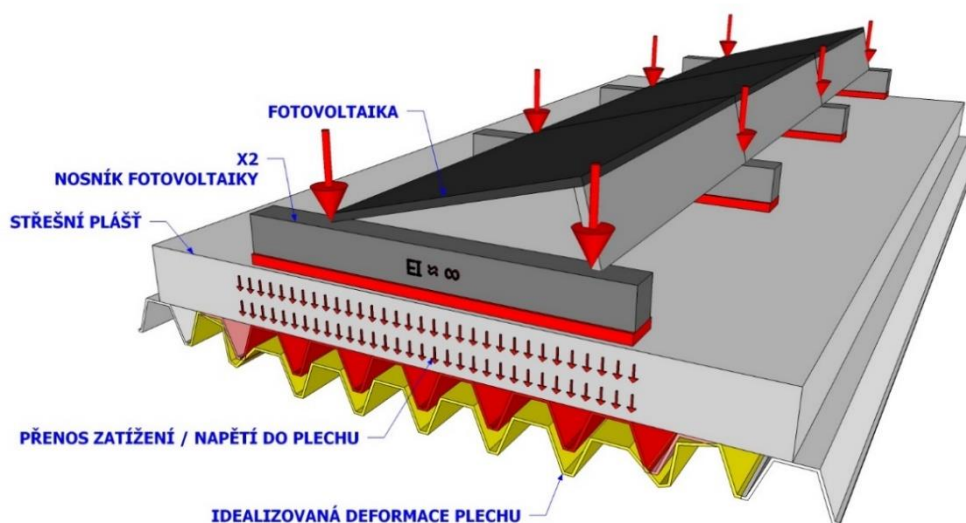
Pro názorné osvětlení této zásadní problematiky zde uvádíme schematické obrázky dvou variant uložení FVE a jejich dopady do namáhání trapézového plechu.

Na *obr. 1* je znázorněno, k jaké deformaci (ve zvětšeném měříku) trapézového plechu dochází, když úložná podkonstrukce FVE vnáší podporové síly do trapézového plechu pouze lokálně (to platí zejména u ohybově měkkých/poddajných nebo lokálně podložených roznášecích nosníků podkonstrukce fotovoltaických panelů). Je zde patrná značná deformace vlny trapézového plechu přímo pod břemenem s odpovídajícím napětím v této vlně (tmavá červená barva). Vedlejší vlny jsou již deformované výrazně méně, a i jejich napětí je menší (růžová barva). Vlny trapézového plechu mezi lokálními břemeny se pak na přenosu zatížení nepodílejí prakticky vůbec (světle šedivá barva).

Na *obr. 2* je znázorněna situace, kdy je FVE podpírána tuhými roznášecími prvky orientovanými kolmo vůči vlnám trapézového plechu. Tím je zajištěno, že se všechny vlny plechu deformují shodně a budou se tedy na přenosu zatížení podílet stejnou měrou. Výsledné deformace jsou výrazně menší než v předchozím případě, a adekvátně tomu klesá i napětí v trapézovém plechu (červená barva).



Obr. 1 Lokální uložení FVE



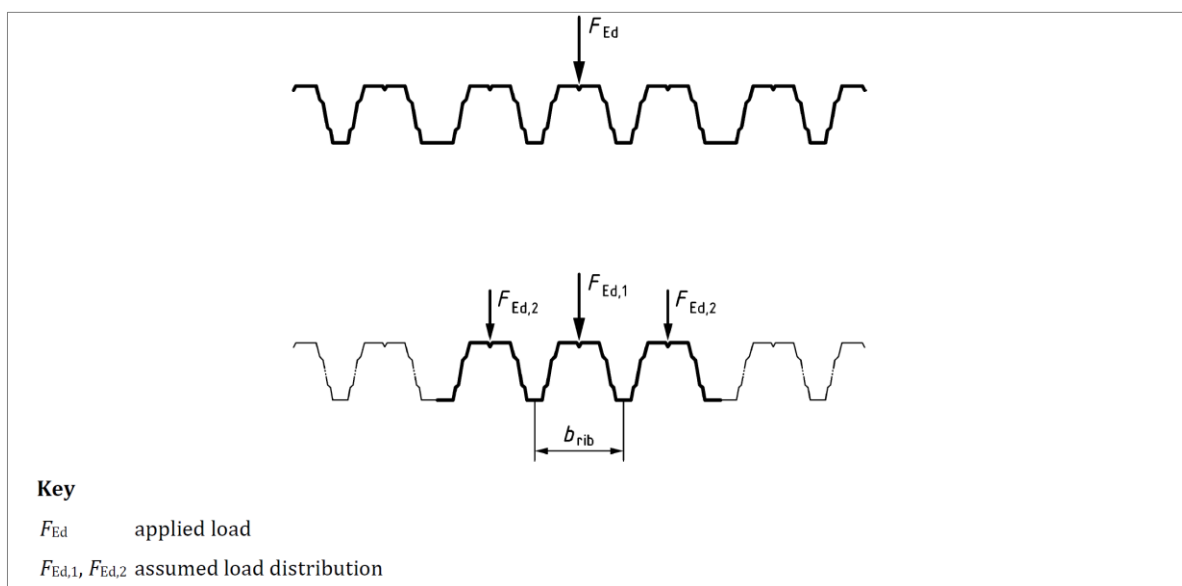
Obr. 2 Liniové uložení FVE

Výsledný roznos zatížení výrazně ovlivňuje také tloušťka a tuhost vrstev střešního pláště. Prozatím však neexistují žádná všeobecně platná pravidla pro stanovení přijatelné deformace hydroizolační vrstvy či tepelné izolace a stanovení míry roznosu zatížení na jednotlivé vlny trapézového plechu. Problematika nerovnoměrného, resp. lokálního zatížení, se nemusí týkat jen trapézových plechů, ale i jiných prvků. Skutečnou polohu zatížení může být důležité uvážit například při posuzování vaznic. Naopak u konstrukčních prvků s velkou zatěžovací plochou (např. vazníky) se vliv nerovnoměrného zatížení již nemusí negativně projevovat.

2 Upřesňující poznámky ke spolupůsobení vln trapézového plechu

Příměr k prkenné podlaze a zvětšování zatížení uvedené v textu *kap. 1* zjednodušeně uvažují, že k žádnému spolupůsobení mezi vlnami plechu nedochází. Nicméně k omezenému roznosu zatížení do sousedních vln ve skutečnosti dochází a je otázkou, zda a do jaké míry je možno jej vystihnout i výpočtově.

Současně u nás platné normy zatím neumožňují zohlednit redistribuci zatížení mezi jednotlivými vlnami. V připravované revizi normy (vycházející z německé úpravy) pro tenkostěnné konstrukce pr EN 1993-1-3:2021 [1] již částečný roznos zatížení z přímo zatížené vlny na sousední uvážen je. Zatížení přímo zatížené vlny se však redukuje maximálně o cca 10–30 %.



Obr. 3 Roznos zatížení v připravované revizi normy EN 1993-1-3 [1]

Distribution of load	Loaded rib $k_{ld,1}$ [%]	Adjacent rib $k_{ld,2}$ [%]
Both sides (intermediate rib)	$(352 - 0,8 b_{rib}) \left(\frac{x}{L_{span}} - 0,5 \right)^2 + (12 + 0,2 b_{rib})$	$(44 - 0,1 b_{rib}) \left(1 - 4 \left(\frac{x}{L_{span}} - 0,5 \right)^2 \right)$
One side (edge rib)	$(240 - 0,6 b_{rib}) \left(\frac{x}{L_{span}} - 0,5 \right)^2 + (40 + 0,15 b_{rib})$	$(60 - 0,15 b_{rib}) \left(1 - 4 \left(\frac{x}{L_{span}} - 0,5 \right)^2 \right)$
where L_{span} is the span of the profiled sheet; x is the distance from the concentrated load to the adjacent support; b_{rib} is the rib width, in [mm].		

Podle informací od Prof. Ing. Michala Jandery Ph.D. (FSv ČVUT Praha) byly uvedené vztahy do normy vytvořeny jako bezpečná obálka chování profilů různé geometrie a tvaru prohnutí z analytických vztahů příčného ohybu vln dle Johanssona [4] z 80. let. Postupy byly nejprve publikovány právě ve Švédských normách, následně byly převzaty do norem německých a v roce 2014 byly navrženy jako úprava normy EN 1993-1-3. Postup je tedy využíván již desítky let a v rámci zařazení do úpravy Eurokódu nyní prošel třemi koly připomínek členských zemí CENU. Stejně jako u řady dalších desítky let starých postupů je jeho detailní odvození velmi obtížně dohledatelné, podobně jako řada výsledků výzkumu na toto téma. Např. na FSv ČVUT v Praze byly provedeny zkoušky spolupůsobení jednotlivých vln již před více než 30 lety (Studnička, Vraný). Jediné dodatečné porovnání prezentované v rámci pracovní skupiny CEN/TC250/SC3/WG3 pro normu EN 1993-1-3 bylo provedeno prof. Michalem Janderou v roce 2017 na základě výsledků další vědecké a experimentální činnosti [5]. Porovnání pro zkoumané případy vysokých plechů (vše prosté nosníky, profily o výšce 92 až 170 mm, tl. 0,75 a 1,25 mm) ukázalo na konzervativnost normových vztahů. Normou uvedený postup je velmi zjednodušeným popisem chování a nezohledňuje geometrii průřezu, která má na míru přerozdělení podstatný vliv. Je zřejmé, že je tak mnohem konzervativnější např. pro větší tloušťky plechů. Přesnější hodnotu podílu zatížení pro jednotlivé vlny by bylo možné získat i numericky, deskostěnovým modelem. Taková analýza je ale pro běžného projektanta nepřiměřeně náročná, a i pro specializovanou projekční kancelář je její přínos v poměru k vynaloženému úsilí sporný.

Při praktickém návrhu či posudku plechu využívajícím spolupůsobení vln je však třeba řešit otázky typu: Platí uvedený postup také pro spojitě nosníky, které jsou na stavbách používány z převážné většiny? Byl při

experimentech ověřen spoj jednotlivých tabulí v podélném zámku? Bude se chovat trapézový plech stejně při aplikaci zatížení na horní pásnici? Jak se ovlivňují sousedící plechy různé tloušťky, rozpětí či statického působení? Jakým způsobem zohlednit momentové napojení plechů, šachovnicové uspořádání spojitých nosníků, či redistribuční namáhání nad střední podporou? Jaký vliv mají účinky jiných lokálních břemen na sousedících vlnách?

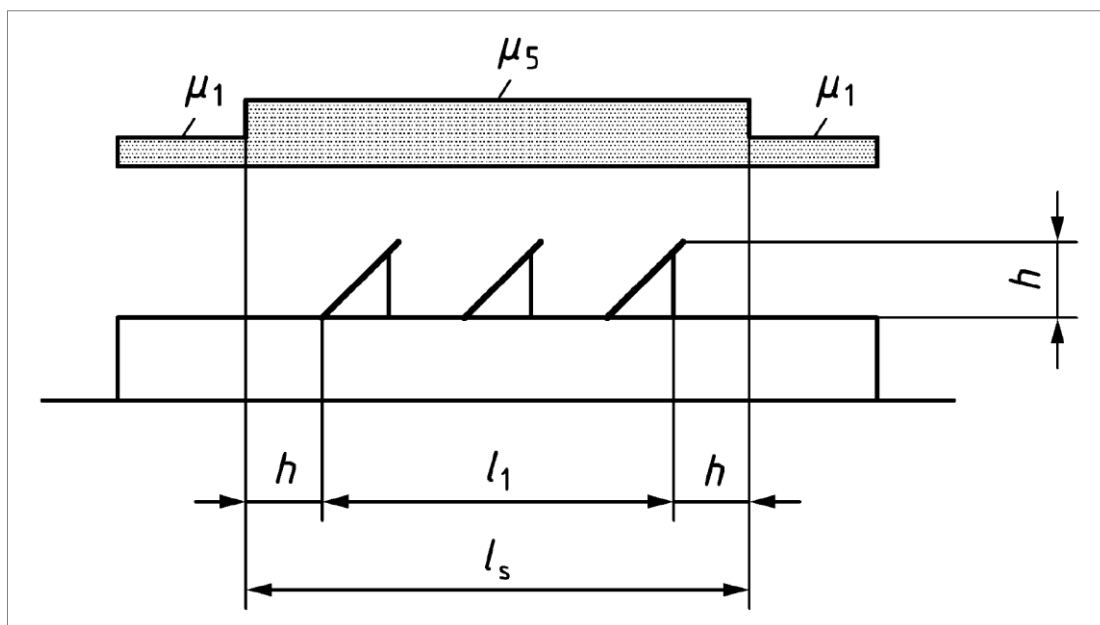
3 Nedostatečné rezervy v návrhu trapézového plechu

Vzhledem k tomu, že dodávky trapézového plechu bývají předmětem velmi tvrdého konkurenčního boje, bývá velmi často jejich statický návrh proveden s téměř nulovou rezervou. Navíc je jejich únosnost v mnoha případech stanovena experimentálně, čímž je vyčerpána jakákoliv rezerva na straně konstrukce, na rozdíl od jiných typů konstrukcí, které mají zpravidla schopnost se plasticky přetvářet, vytvářet plastické klouby atp. To pochopitelně výrazně omezuje možnost budoucího přetížení. Pokud tedy plechy nebyly přímo navrženy pro budoucí instalaci FVE, tak se značnou pravděpodobností při posouzení na dodatečnou instalaci nevyhoví (a to i v případě zajištění rovnoměrného roznosu zatížení). Pokud však na střeše či její části není instalováno technologické zatížení v původně uvažované hodnotě (což také bývá častý případ), je možné, že při použití vhodné podkonstrukce trapézový plech vyhoví.

V současné době lze předpokládat, že enormní tlak na instalaci FVE u co největšího množství střech bude pokračovat i v budoucnosti, jelikož hospodářská politika spojená s řešením energetické krize a s požadavky na snižování uhlíkové stopy bude vyžadovat osazování FVE i nadále. Bylo by tedy vhodné, aby i ti stavebníci, kteří zatím instalaci FVE na střeše neplánují, připravovali nosnou konstrukci tak, aby umožnila budoucí osazení FVE. S tím související navýšení realizační ceny střechy je totiž zcela zanedbatelné v porovnání s investicemi, které by si vyžádalo budoucí zesilování střešní konstrukce.

4 Nárůst klimatických zatížení po instalaci FVE

Je třeba poznamenat, že kromě navýšení zatížení od tíhy vlastní FVE mohou být trapézové plechy u mnoha používaných systémů FVE více namáhány i sněhovými návěsemi a dodatečným zatížením od větru. Prozatím jediný platný normativní využívaný dokument na úrovni Eurokódů pro zatížení, který se přímo věnuje zatížení od sněhu u FVE je německá národní příloha k Eurokódu o zatížení sněhem [2] (viz obr. 4). Pro zatížení větrem je nutné postupovat podle inženýrských úvah a analogií a použít současnou verzi Eurokódu na zatížení větrem [3].



Obr. 4 Zatížení sněhem v místech FVE podle DIN 1993-1-3/NA [2]

5 Podklady pro statický posudek

Zajištění všech potřebných podkladů pro statický posudek může být u již existujících střech značně náročné (jedná se mnohdy o téměř detektivní práci především s určením zatížení od lokálních břemen). Proto je vhodné zpracovat nejprve jen jakousi „studii proveditelnosti“, která na zvolené typické části konstrukce orientačně prověří, zda lze vůbec očekávat příznivý výsledek komplexního posouzení.

Před zahájením komplexního statického prověřování je nutné zajistit nezbytné podklady pro jeho provedení. Při řádné správě staveb či řádném projektování staveb nových bývají všechny níže uvedené podklady k dispozici a je pouze třeba tyto dokumenty předat osobě odpovědné za posudek. Praktické zkušenosti s archivací (resp. ukládáním) projektových podkladů jsou však bohužel velmi špatné.

Dále uvedené požadavky na podklady jsou sestaveny především pro případ posudku již existující střechy. Principiálně ale pochopitelně platí i pro novostavby. Tyto podklady je potřeba zajistit pro všechna místa střechy, neboť se vlastnosti a stav střešní konstrukce mohou místně významně lišit.

5.1 Dokumentace plechů

Aby bylo možno trapézové plechy posoudit, je nutné o nich znát následující údaje – a to pro všechna místa střechy:

- typ plechu – označení výrobce a konkrétního profilu (např. CB 150/280);
- jmenovitá tloušťka plechu (např. 0,75 mm);
- materiál plechu (není-li identifikace plechu dle označení typu plechu zcela jistá), např. S350GD;
- rozpětí;
- způsob uložení, resp. statické schéma (prostý nosník, spojitý nosník o dvou polích, ...);
- šířka podpor včetně šířky uložení plechu na podpoře;
- případně počet vrstev (zdvojení), či délka „přeplátování“ (tzv. momentový spoj/napojení).

Je nutno upozornit, že výše uvedené parametry mohou být v každém místě střechy různé, byť se plechy jeví na první pohled jako zcela shodné. Velmi často bývají plechy zesíleny v místě závějí (u atik, u světlíků, u VZT apod.) nebo v místě prostupů. Mnohdy se využívá „momentového napojení“ plechů, kdy je jeden plech (nebo oba plechy) prodloužen za podporu a plechy jsou tak v určité oblasti „přeplátovány“ a v místě přesahu sešroubovány dohromady.

Tyto požadované údaje lze nejlépe zjistit z platného kladečského výkresu skutečného provedení tr. plechů. Vzhledem k tomu, že při realizaci staveb bývá návrh plechů velmi často „optimalizován“ pro konkrétního dodavatele či investora a velmi často je ovlivněn dodatečnými změnami, je nutné ověřit, že je k dispozici kladečský plán, podle něž byla střecha skutečně realizována.

Není-li takový projekční podklad k dispozici, je zapotřebí provést detailní stavebně technický průzkum, tj. zaměření plechů, odebrání vzorků a jejich laboratorní vyhodnocení spočívající minimálně ve stanovení tloušťky jádra plechu (nelze zjistit prostým odměřením – nejprve je zapotřebí odborně odstranit všechny povlaky včetně zinkové vrstvy). Dále je zapotřebí provést ověření mechanických vlastností (tahovou zkouškou). U finálního posouzení (nejedná-li se o studii) by mělo být odebráno a analyzováno dostatečné množství vzorků, aby bylo možné vypracovat „Náhradní kladečský plán“ skutečného provedení pro celou střechu.

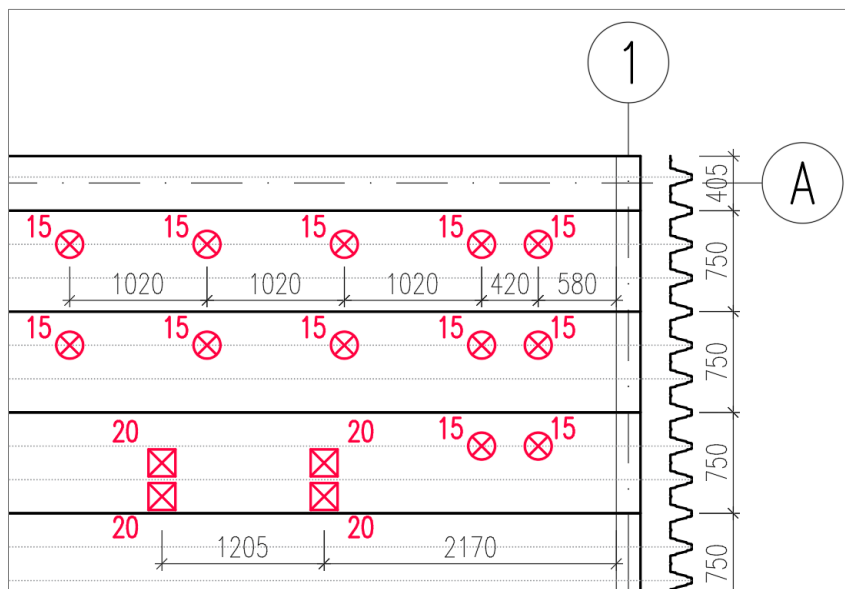
5.2 Hmotnost střešního pláště

Vzhledem k tomu, že při návrhu trapézových plechů mohlo být uvažováno s jinou skladbou střechy, než jaká byla finálně realizována (zpravidla vlivem dodatečného tendrování jejího dodavatele), je vhodné skutečnou hmotnost skladby střechy ověřit pomocí stavebně-technického průzkumu (odběr a vyhodnocení vzorků) – čímž je někdy možno získat i nezanedbatelnou rezervu v zatížení do výsledného posudku.

5.3 Zatížení technologiemi a podhledy

Při návrhu trapézového plechu bývá uvažováno s náhradním plošným zatížením (zpravidla intervalu 10–50 kg/m², dnes běžně i 100 kg/m²) jako s rezervou na technologické rozvody v objektu, na podhledy apod. Tato rezerva mnohdy nebývá vyčerpána a může být využita pro dodatečné osazení FVE. Je však zapotřebí důsledně uvážit problematiku lokálních břemen (viz *kap. 2*). Z toho důvodu je ve většině případů nutné provést podrobnou hmotnostní a geometrickou analýzu skutečně osazených břemen a vytvořit „mapu zatížení“ vztaženou ke kladečskému plánu trapézových plechů tak, aby bylo zřejmé, kde a jakou hodnotou je zatížena každá jednotlivá vlna trapézového plechu. Na *obr. 5* je příklad „mapy zatížení“ (výstřížek z rohu objektu). Označené hodnoty

zatížení jsou v kg. Půdorysná poloha v jednom směru je daná polohou vlny. Vzdálenosti od kraje, líce podpory atp. je vhodné zakótovat. Křížek v kroužku v tomto případě značí zespod zavěšené břemeno. Křížek ve čtverečku pak značí břemeno uložené na střešním plášti. Hodnoty značí souhrnnou hmotnost v kg působící v daném bodě (POZN.: obdobně se pak také musí provést rozdělení klimatických zatížení).



Obr. 5 Příklad mapy zatížení

Je však vhodné také dostatečně uvážit určitý výhled na budoucí využití konstrukce a ponechat odpovídající rezervu na případné budoucí dodatečné rozvody či jiná podvěšená nebo na střeše umístěná zatížení.

5.4 Informace o FVE

O FVE, která má být na střechu instalována, je zapotřebí zjistit (od dodavatele či výrobce) tyto údaje:

- hmotnost panelů;
- hmotnost podpěrné konstrukce;
- hmotnost veškerých balastních konstrukcí samotížných systémů (dlaždic atp.);
- hmotnost rozvodných skříní, střídačů, kabeláže apod.;
- výška a sklon vůči střešnímu plášti (kvůli správnému uvážení závějí a návějí vytvářejících se u FVE);
- konstrukční řešení podpor panelů (především z hlediska správného uvážení problematiky lokálních břemen – viz kap. 2);
- geometrická poloha umístění panelů, jejich podkonstrukce a dalších technologických částí (skříně, střídače atp.).

5.5 Informace o stavebním řešení střechy, umístěných technologiích, požárně bezpečnostním řešení či o dalších požadavcích

O konstrukci střechy a technologiích je nutné zjistit:

- výšku atik nad střešním pláštěm;
- polohu prostupů;
- polohu výměň;
- přítomnost a typ zesilujících lemů pro menší prostupy střechou;
- rozměry (včetně výšek nad střešní plášť) světlíků;
- rozměry (včetně výšek nad střešní plášť) a rozmístění technologií pro VZT (či jiných technologií);
- požadavky požárně bezpečnostního řešení stavby na střešní plášť;
- zda jsou trapézové plechy využívány pro stabilizaci hlavní nosné konstrukce střechy;
- jiné požadavky na trapézový plech.

6 Doporučení a poznámky z praxe

V případě nepříznivých výsledků posudků dle platných norem při posuzování stávajících konstrukcí je možno zvážit vypracování alternativní statické analýzy využívající podrobnějších dat od hydrometeorologického ústavu a také probabilistického rozboru historie zatížení. V této analýze lze uvážit i případně kratší požadovanou životnost, než kterou definuje norma pro nové objekty, snížené součinitele zatížení atd. Výsledky takové analýzy bývají příznivější, než výsledky posudku dle standardních postupů aktuálních norem, nicméně ani tak není možné dopředu garantovat, že závěr bude zcela uspokojivý.

V případě, že není možné s příznivým výsledkem posoudit plechy na přitížení od FVE, nezbyvá než volit jiná řešení – např. nahradit střešní plechy za silnější (což prakticky znamená kompletní rekonstrukci střešního pláště), či celoplošně doplnit výměny pod střechu tak, aby se zkrátilo rozpětí trapézových plechů. Lze také zvážit instalaci nové nadstřešní pomocné konstrukce pro osazení FVE (staticky nezávislé na trapézových plechách), jejíž osazení přímo na vazníky (či vaznice) však může opět narážet na specifická řešení trapézových plechů, a to v případě, že ty působí jako spojitě nosníky a jejich porušení prostupem (pro sloupek nadstřešní konstrukce pro FVE) by zásadním způsobem změnilo jejich statické schéma.

I v případě, že pro uložení FVE byla použita roznášecí konstrukce zakotvená pouze do hlavní nosné konstrukce, a nikoliv do trapézových plechů, může dojít k navýšení zatížení tr. plechů, a to od dodatečných sněhových návějí, jejichž vliv závisí na konstrukčním řešení roznášecí konstrukce (zejména její výšce). Možné rezervy v únosnosti plechu se musí stanovit dle konkrétních podmínek finálního konstrukčního řešení uložení FVE pomocí dodatečného výpočtu trapézových plechů, který zohlední:

- případnou změnu statického působení trapézového plechu při vytvoření prostupu plechem v místě střední podpory spojitě nosníku (tzn. např. změna statického schématu ze spojitě nosníku na prostý);
- případné změny šířek podpor v místech prostupu trapézovým plechem;
- polohu plechu vůči překážkám na střeše (atika, přiléhající vyšší objekty, světlíky atp.);
- skutečné zatížení skladbou střechy a dalšími technologiemi.

7 Stav existujících střech

V případě, že se jedná o stávající konstrukci a existuje podklad, podle kterého jsou plechy vyrobeny a namontovány, bývá před realizací nutné konstrukci a uložení plechů prohlédnout. Dosavadní zkušenosti bohužel ukazují na časté neodborné provádění montáže a následných úprav konstrukcí. Tyto zásahy do konstrukcí mohou zcela měnit původní představy o působení plechů a o stavu jejich případných rezerv.

Níže jsou uvedeny typické příklady (A, B, C, D) nevhodných řešení střech z trapézových plechů.

A Zvlášť vysoké zatížení dílčích vln



Obr. 6 Příklad zvlášť vysokého zatížení svazky kabelů působícího na jedné vlně



Obr. 7 Příklad zvlášť vysokého zatížení množstvím potrubí působícího na jedné vlně v kombinaci s ukotvením na ŽB průvlak

B Nezajištěné (nebo problematicky zajištěné) otvory v trapézovém plechu



Obr. 8 Nezajištěný prostup trapézovým plechem – přerušená spodní vlna a stojiny trapézového plechu



Obr. 9 Prostup trapézovým plechem zajištěný výměnou do ostatních vln – sousední vlny jsou výrazně více namáhány, roznášecí prvek má diskutabilní nosnost i tuhost



Obr. 10 Prostupy trapézovým plechem zajištěné „záplatou“ o neznámé statické účinnosti



Obr. 11 Nezajištěný vstup trapézovým plechem – přerušená vlna trapézového plechu

C Poškození trapézového plechu



Obr. 12 Zdeformovaná vlna – poškození při montáži



Obr. 13 Poškozená spodní vlna – průchod kabelů

D Zanedbaná údržba



Obr. 14 Ucpané odtoky vody



Obr. 15 Skladovaný materiál na střeše a lokální zatížení jednotlivých vln

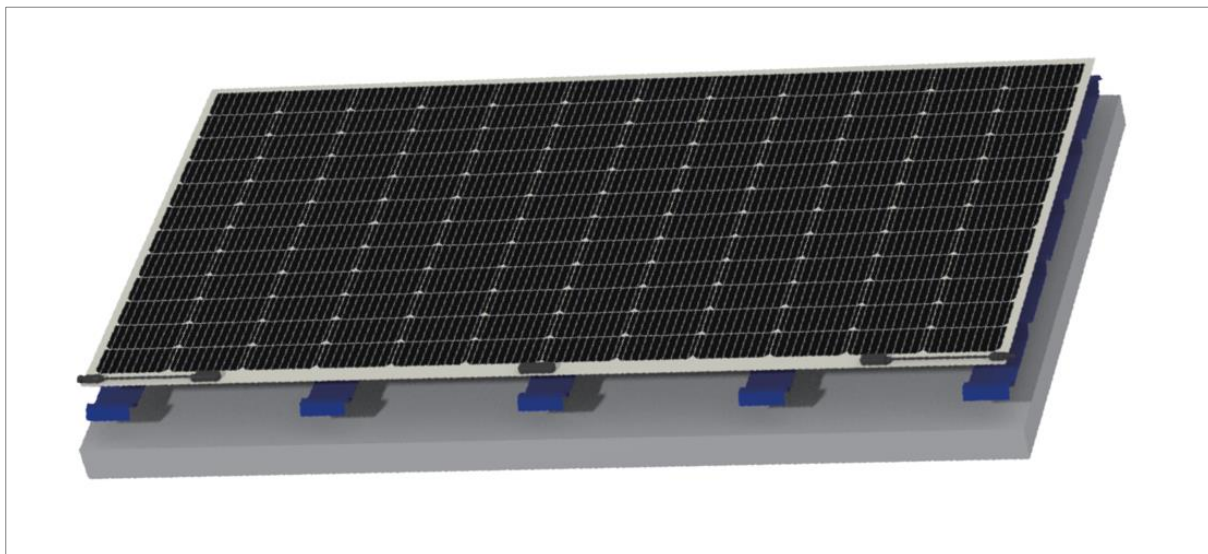
8 Nové technologie ukládání FVE

V současné době se objevují nové varianty konstrukčního řešení FVE. Existují již i lepené systémy s vyřešenou odvětrávanou mezerou, která zajistí, že nedojde k nadměrnému přehřívání, což bylo donedávna hlavním úskalím lepených systémů. Výhody těchto systémů jsou zjevné:

- není zapotřebí stabilizační balast – přetížení střechy je tedy výrazně nižší;
- samotné lepené panely jsou výrazně lehčí v porovnání s klasickými skleněnými panely;
- lepené systémy dokáží zajistit dokonale rovnoměrné rozložení zatížení do všech vln trapézového plechu.

Cena i účinnost lepených systémů by se již měla blížit klasickému řešení a zvláště pro dodatečnou instalaci FVE na stávající střechy se tedy může jednat o velmi vhodné řešení.

Otázkou ovšem zůstává průkaz dostatečné životnosti těchto nových technologií a problematika oprav a údržby střechy s nalepenou FVE.



Obr. 16 Příklad lepené FVE

Závěr

Statické posouzení trapézových plechů (případně jiných prvků), jehož výsledek je nepříznivý, může ve svém důsledku zkomplikovat nebo i zcela znemožnit plánovanou investici do FVE. Je tedy zapotřebí věnovat se této problematice zavčasu a s náležitou péčí (především z hlediska zajištění potřebných podkladů).

Podpěrná konstrukce fotovoltaických panelů splňující nároky na zajištění rovnoměrného roznosu zatížení do trapézového plechu nemusí být ta nejlevnější a mnozí dodavatelé takovou konstrukci ani nenabízejí. Někteří dodavatelé FVE se dokonce debatám na toto téma brání a místo předkládání technických podkladů vytváří jen obchodně přitažlivé brožury a lákavé nabídky pro investora (stavebníka).

Bez zajištění rovnoměrného roznosu zatížení od FVE je příznivý výsledek statického posudku tr. plechů málo pravděpodobný. Problematika lokálního zatížení a nerovnoměrného přenosu se nemusí týkat pouze trapézového plechu, ale i dalších prvků jako jsou např. vaznice. Obecně se vliv nerovnoměrného přenosu zatížení zmenšuje s rostoucí velikostí plochy zatížení působícího na daný prvek.

V případě, že není možné s pozitivním výsledkem posoudit plechy na přitížení od FVE (i při použití pokročilých metod posuzování), nezbyvá než volit jiná řešení – nahradit střešní plechy za silnější (což znamená kompletní rekonstrukci střešního pláště) či celoplošně doplnit výměny pod střechu tak, aby se zkrátilo rozpětí trapézových plechů, nebo případně instalovat nad střechu novou pomocnou konstrukci pro osazení FVE apod. Před finální instalací FVE je vždy nutné konstrukci prohlédnout, zda nevykazuje poruchy a vady již v současném stavu.

Zdroje

- 1 prEN 1993-1-3:2021. *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. CEN/TC 250, 2021.
- 2 DIN EN 1991-1-3/NA:2019. *Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-3: General actions – Snowloads – National Annex*. DIN Deutsches Institut für Normung, 2019.
- 3 ČSN EN 1991-1-4 (730035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Česká agentura pro standardizaci, 2020.
- 4 G. Johansson, “Single load on trapezoidal steel sheet”, IABSE Reports, Vol. 49, pp. 99-106, 1986.
- 5 Marek Šorf, Michal Jandera: Trapezoidal sheet hangers and concentrated or linear load distribution in profiled sheeting, EUROSTEEL 2017, ce/papers 1, Ernst & Sohn, 2017, s. 1563–1570.
<https://doi.org/10.1002/cepa.199>.

POUŽITÍ VÍCEMATERIÁLOVÝCH ŘEŠENÍ PŘI NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Ing. Šimon Racek

Allplan Slovensko s. r. o.

Při navrhování budov je klíčová produktivita, rychlé a snadné modelování s důrazem na časovou efektivitu. Schopnost koordinovat různé materiály a stavební metody v jednom společném modelu umožňuje stavebním inženýrům lépe zohlednit hospodárné a udržitelné využití stavebních materiálů, což v konečném důsledku vede k úsporám času, nákladů a materiálů.

1 Úvod

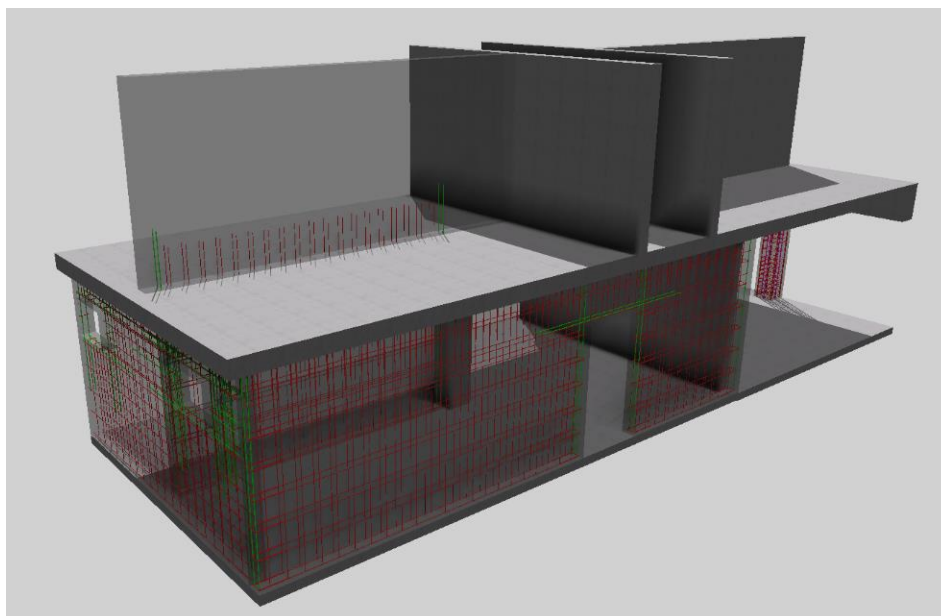
V projektech se pravidelně setkáváme s kombinací různých stavebních materiálů, nejčastěji zdiva, konstrukční oceli, betonu nebo betonových prefabrikátů vyrobených mimo stavbu, které musí být nejen standardně označeny v projektové dokumentaci, ale také správně vykázány. Tradičně by projektování s některými z těchto materiálů vyžadovalo samostatný specializovaný software.

Allplan 2023 dokáže v rámci jediného 3D BIM řešení zpracovat jedinečné požadavky každého typu materiálu, a to od návrhu až po výstavbu, což je významnou výhodou z hlediska efektivity, produktivity a optimalizace zastavitelnosti.

2 Betonové konstrukce

Beton je nejrozšířenějším materiálem pro nosné konstrukce a betonové konstrukce ve stavebnictví tvoří většinu všech stavebních konstrukcí. Proto Allplan 2023 nabízí svým uživatelům prakticky neomezené možnosti v oblasti modelování betonu, takže v jejich projektové dokumentaci lze zpracovat i ty nejsložitější tvary.

Vyztužování betonových konstrukcí se často vyznačuje velkým pracovním nasazením a dodržování krátkých, ale smluvně stanovených termínů jde na úkor kvality výkresové dokumentace. Automatizace vyztužování systematicky se opakujících prvků, jako jsou stěny, sloupy, nosníky a desky nebo schodiště, má usnadnit a časově zefektivnit procesy vyztužování.



Obr. 1 Vyztužování stěn a sloupů pomocí Pythonparts

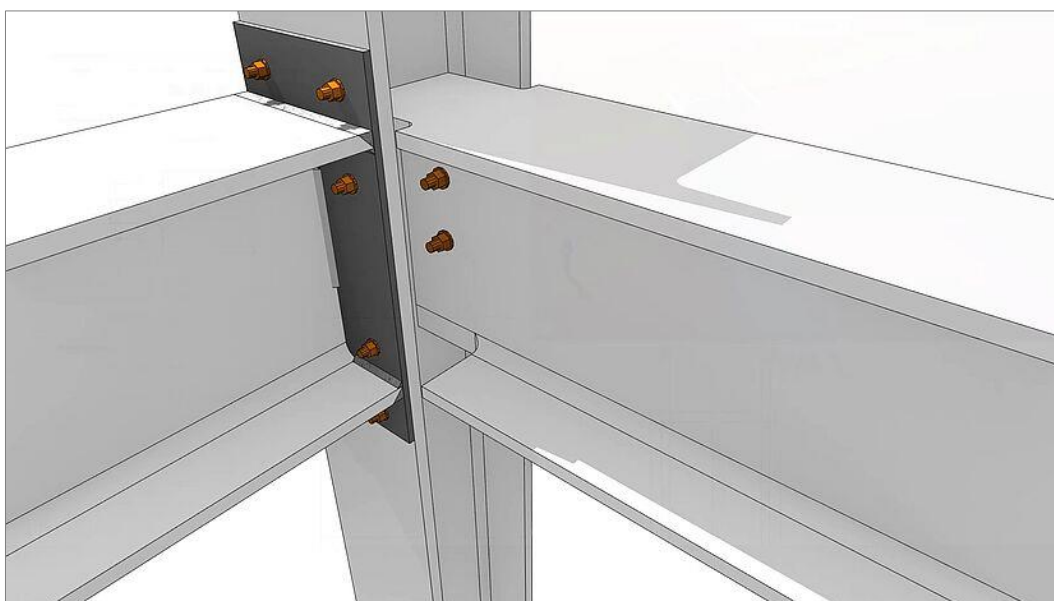
Automatizaci vyztužování zajišťuje parametrické vyztužování, tzv. pythonovské díly, kterými lze v současnosti vyztužit několik sloupů nebo stěn jednoho typu současně. Rozšířený rozsah vlastností parametrické výztuže umožňuje detailní vyztužení betonových prvků, které zahrnuje zadání třmínkových ploch a jejich smyku (sloupy), vyhnutí výztuže (sloupy), definování krytí na vnějším a vnitřním povrchu (stěny), vyztužení prutovou výztuží nebo

sítěmi (stěny), lemování v místech otvorů (stěny) a mnoho dalších nastavení. V jednom pracovním kroku je možné vyztužovat i spojité nosníky. Výhodou postupu Pythonparts je také jeho následná úprava pomocí standardních nástrojů pro vyztužování – výztuž se po umístění chová, jako by byla vytvořena ručně, a je tedy libovolně upravitelná.

3 Ocelové konstrukce

Allplan 2023 obsahuje rozsáhlou knihovnu nejčastěji používaných ocelových válcovaných profilů ve stavebnictví (I, U, Z, T, L, kruhové a obdélníkové profily). Prostřednictvím rámových prvků může uživatel vytvářet různé typy ocelových konstrukcí určených převážně pro průmyslové a komerční stavby. Uživatel má možnost nastavit počáteční a koncové úhly konstrukčních rámových prvků, což je nezbytné pro přesné modelování ocelových konstrukcí a vytváření detailů spojů.

Soubor nástrojů pro spoje zahrnuje možnost zadávat čelní desky, příložky a úhelníky, šrouby, svary a otvory. Tyto funkce pomáhají konstruktérům modelovat většinu ocelových spojů na úrovni LOD 300 a vyšší, čímž se zvyšuje přesnost a efektivita komunikace při práci s projektanty detailů, výrobcí, statiky a dalšími zainteresovanými stranami v BIM.



Obr. 2 Ocelové šroubové spoje pomocí čelní desky a úprava pásnic

Funkčnost rámového skeletu doplňuje nadstavba ocelové konstrukce od společnosti CDS Bausoftware AG, která obsahuje ocelové prvky, profilované plechy a šroubové spoje a obsahuje databázi s více než 16 900 profily (I, U, Z, T, L, kruhové a obdélníkové profily). Pro ocelový prvek je také možné zvolit profil volného tvaru, který uživatel vytvoří pomocí 2D kreslicích funkcí.

Spoje ocelových konstrukcí jsou řešeny jednoduchým způsobem, a to v rámci vlastností daného ocelového prvku, kde si uživatel na jeho konci a začátku dokáže vytvářet výztuhy, spojovací plechy, čelní desky, ořezávat jak pásnici, tak stojku, případně upravovat směr připojení ocelového prvku.

Nadstavba rovněž umožňuje umístění výztuh a spojovacích desek po celé délce ocelového prvku, jakož i vytvoření perforací a otvorů ve stojině ve tvaru čtverce, kruhu nebo n-úhelníku. Jednotlivé ocelové prvky a spojovací prvky se vykazují prostřednictvím modifikovatelného reportu.

4 Prefabrikované konstrukce

Integrace mnoha prefabrikačních funkcí do verze Allplan 2023 vytvořila kompletní řešení pro navrhování složitých prefabrikovaných betonových konstrukcí. Do Allplanu byla integrována kompletní řada funkcí Planbaru, jednoho z nejinnovativnějších řešení pro plánování prefabrikátů. Allplan automaticky generuje plány prvků pro výrobu a pomocí identifikátoru je možné zkontrolovat, zda jsou prefabrikáty s konkrétními zabudovanými prvky a výztužemi shodné s jinými objekty. Pro stěnové a stropní konstrukce nabízí rozšířené funkce, jako je automatické rozdělení stěny/stropu na panely podle možností konkrétního výrobního závodu.



Obr. 3 Allplan Precast – Stěnové konstrukce



Obr. 4 Allplan Precast – Stropní systémy

Kromě integrace prefabrikačních funkcí byl do Allplanu 2023 přidán SmartStairConverter, který zjednodušuje a automatizuje tvorbu výkresů schodišť. Například zadání architekta v podobě 2D řezu lze použít k vytvoření plně parametrického modelu schodiště.

5 Zděné konstrukce

Softwarová podpora zděných konstrukcí je samozřejmostí, kromě stěn zahrnuje i tvorbu keramických překladů a modelování prefabrikovaných keramických stropních systémů prostřednictvím modulu Allplan Precast.

6 Dřevěné konstrukce

Z Allplan 2023 zároveň obsahuje širokou škálu nástrojů pro modelování dřevěných konstrukcí. Jedná se zejména o klasické tesařsky vázané konstrukce, které se hojně používají jako střešní vazníky. Uživatel může modelovat všechny typy konstrukcí krovů s plně automatizovaným výkazem dřevěných prvků ve formě reportu.

7 BIM

Pro vytvoření inteligentního digitálního modelu je nutné přiřadit jednotlivým stavebním prvkům a konstrukcím požadované parametry, tzv. atributy, které nesou přesné informace o stavebních materiálech, výrobcích atd. Právě tyto atributy se při exportu do referenčního zobrazení .IFC4 přenášejí spolu s modelem a doplňují model BIM. Atributy jsou proto pro projektování v souladu s BIM zásadní. S každou verzí Allplanu jsou pracovní postupy dále optimalizovány a uživatelsky přívětivější. Mezi poslední novinky patří uživatelsky definované sady atributů, které lze nyní definovat přímo v Allplanu, a importované atributy se nyní pro větší přehlednost zobrazují ve skupinách.

Aby byla zajištěna co nejlepší podpora výměny dat s OPEN BIM a proprietárními formáty, bylo komplexně aktualizováno rozhraní Allplanu. Allplan nyní pro formáty IFC, DWG a DGN využívá aktuální knihovny Open Design Alliance, sdružení 1 250 společností z oblasti stavebnictví.

Zdroje

- 1 <https://allplan.com>
- 2 <https://blog.allplan.com>
- 3 <https://www.svf.stuba.sk/>

NÁVRH SPRIAHNUTÝCH NOSNÍKOV DELTABEAM® V PRECHODOVEJ STROPNEJ DOSKE APARTMÁNOVÉHO DOMU RIVAPARK V DUNAJSKEJ STREDE

Ing. Július Staš; Ing. Simona Šarvaicová, PhD.; Ing. Peter Veróny, PhD.

Peikko Slovakia s. r. o., Kráľová nad Váhom 660, 925 91

Ing. Alexander Stefankovics

STATCON s. r. o., Školská 1067/34, 930 05 Gabčíkovo

Predmetom tohto príspevku je realizácia prechodovej stropnej dosky medzi podzemným a prvým nadzemným podlažím apartmánového domu Rivapark v Dunajskej Strede. Systémom bezprievlakových stropných konštrukcií pozostávajúcich zo spriahnutých oceľobetónových nosníkov DELTABEAM® a monolitickéj železobetónovej dosky s hr. = 200 mm, bolo možné vytvoriť tenkú stropnú konštrukciu a znížiť tak konštrukčnú výšku podzemného podlažia, s čím súviselo zníženie nákladov spojených s výkopovými prácami. Takéto stropné konštrukcie prinášajú viacero výhod nielen v spojitosti s rýchlosťou výstavby, ale aj s možnosťou vedenia množstva inštalácií tesne pod stropom.

1 Úvod

Neustále narastajúci dopyt po nových bytových jednotkách podporuje výstavbu rozsiahlych obytných komplexov, či už ide o dlhodobé bývanie alebo o možnosť investície. Projekt apartmánových domov v Dunajskej Strede pozostáva z dvoch päťpodlažných obytných budov. Nachádza sa v južnej časti extravilánu mesta Dunajská Streda.

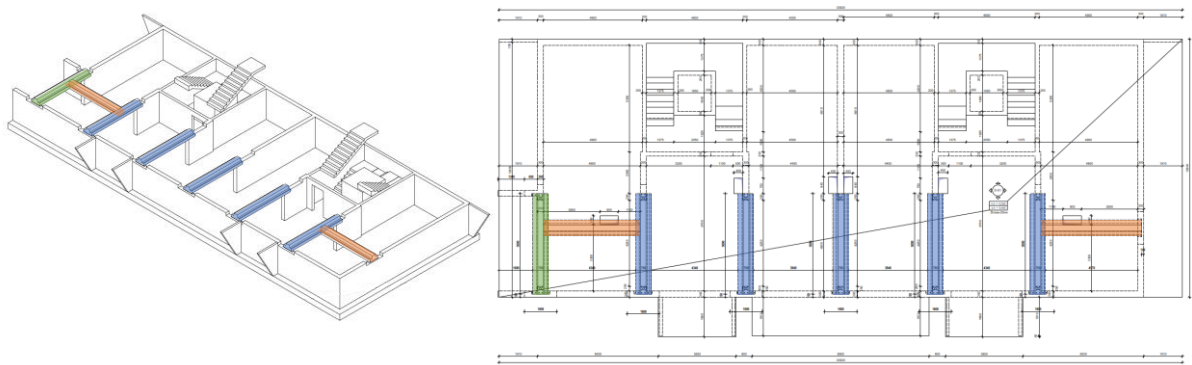
Pri murovaných konštrukciách sa vynára otázka riešenia prechodu medzi podzemným podlažím, ktoré je najčastejšie využívané na parkovanie vozidiel, a murovanou vrchnou časťou stavby. Na základe požiadavky projektanta bol vypracovaný návrh spriahnutej stropnej konštrukcie pozostávajúcej z oceľových nosníkov DELTABEAM® a monolitickéj stropnej konštrukcie. Takéto riešenie prinieslo viacero výhod v porovnaní s riešením preklenutia rozpätí pomocou železobetónových prievlakov.



Obr. 1 Apartmánový dom Rivapark v Dunajskej Strede od vizualizácie cez proces realizácie až po dokončenú stavbu

2 Popis konštrukcie

Apartmánové domy majú obdĺžnikový pôdorys s celkovými rozmermi 33,92 m × 12,8 m. Pozostávajú z podzemného podlažia, kde sa nachádzajú garáže a z 5 nadzemných podlaží bytových jednotiek. Konštrukcia je založená na základových pásoch výšky 500 mm a šírky 1200 mm. Prvé podzemné podlažie je z monolitického železobetónu. Nosný priečny systém nadzemných podlaží je murovaný z tehál hr. = 300 mm s maximálnym rozponom 5,1 m.

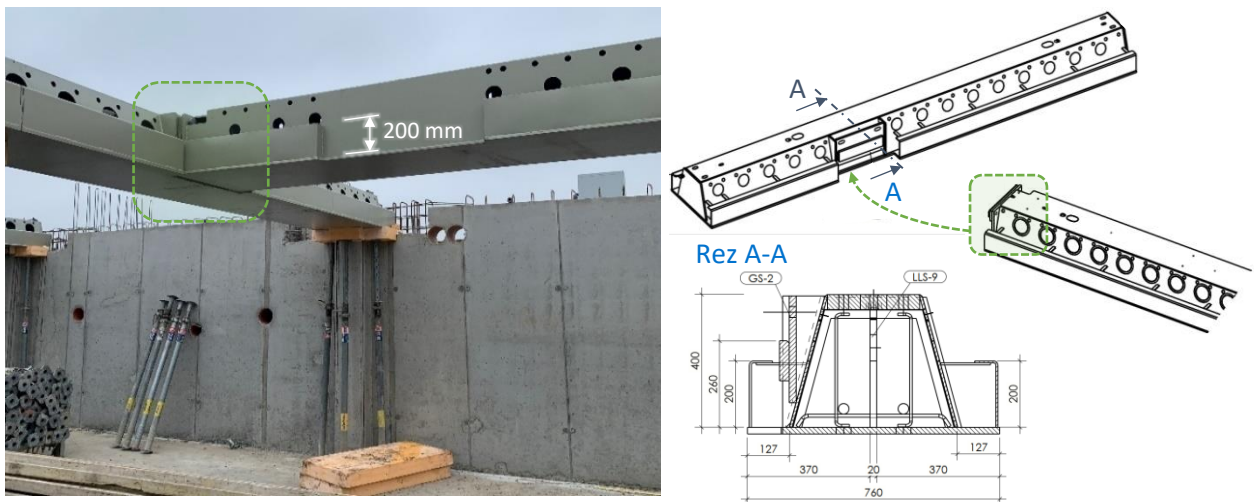


Obr. 2 Schéma rozloženia DELTABEAM® nosníkov v stropnej konštrukcii nad 1. PP

3 Návrh prechodovej stropnej dosky

Prechod železobetónového skeletového systému na stenový murovaný býva zväčša riešený pomocou prechodového podlažia zo železobetónových stien. Alternatívnym riešením je návrh vysokých železobetónových prievlakov pod murovanými stenami, ktoré však výrazne zvyšujú konštrukčnú výšku podzemných podlaží. Nevýhody vysokých železobetónových prievlakov pod murovanými stenami možno eliminovať návrhom spriahnutých nosníkov DELTABEAM®. Použitím oceľobetónových nosníkov sa v tomto projekte zredukovala výška podzemného podlažia približne o 600 mm, s čím súvisí množstvo výhod v porovnaní s variantom železobetónových prievlakov.

So zvyšujúcou sa výškou podlažia súvisí napríklad potreba rozsiahlejších výkopových prác či väčšia spotreba stavebného materiálu. Ak sa v podzemnom podlaží nachádza priestor pre parkovanie vozidiel, dĺžka príjazdovej rampy závisí od hĺbky podlažia pod úroveň terénu a je žiaduce, aby úroveň podzemného podlažia bola čo najmenšia. Na základe zníženia konštrukčnej výšky sa v tomto projekte skrátila dĺžka príjazdovej rampy približne až o 3 metre. Z hľadiska vedenia inštalácií pod stropom a z požiarotechnického hľadiska je najvýhodnejší rovný podhľad stropnej konštrukcie.



Obr. 3 Pohľad na spoj nosníkov pomocou bočného spoja (vľavo), detail osadenia nosníka na stenu (vpravo).

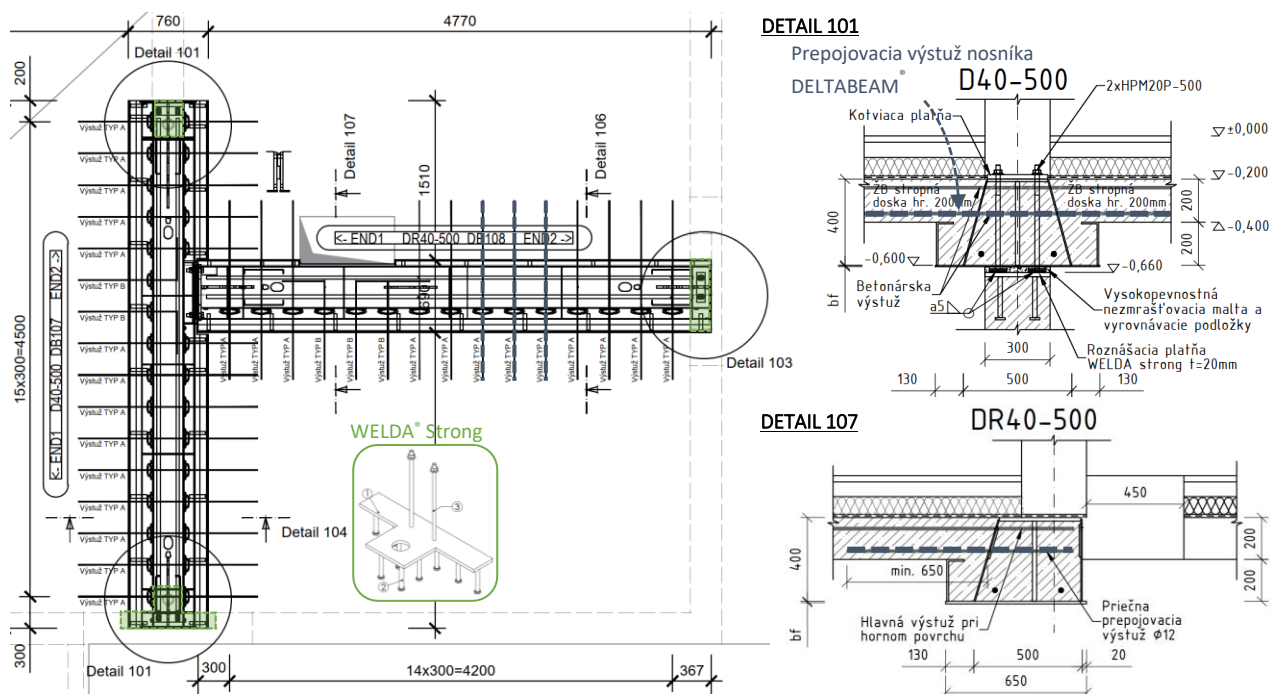
Všetky nosníky sú navrhnuté s priznaným podhľadom výšky 200 mm. Napriek tomu je výška DELTABEAM® nosníkov s priznanou časťou zo spodnej strany stropnej konštrukcie – tzv. Downstandom, podstatne nižšia v porovnaní so železobetónovými prefabrikovanými nosníkmi. Návrh takéhoto spriahnutého oceľobetónového nosníka vedie k ekonomicky výhodnejšiemu návrhu v porovnaní s nosníkom, ktorý je celý skrytý v stropnej konštrukcii.

3.1 Prenos zaťaženia z nosníkov do zvislých nosných konštrukcií

Každý DELTABEAM® nosník je navrhovaný jednotlivo s cieľom zabezpečiť jeho maximálne, ale zároveň bezpečné využitie. Na podrobné posúdenie nosníkov v montážnom i konečnom štádiu bol použitý interný software Peikko Designer® DELTABEAM®. V montážnom štádiu sa posudzujú samostatné oceľové nosníky. Spriahnuté nosníky prenášajú tiaž murovaných stien a plošné zaťaženie z prislúchajúcich polí zo všetkých nadzemných podlaží do podzemných železobetónových stien. Celkové návrhové zaťaženie z horných podlaží na nosníky predstavuje približne $f_{d1} = 410$ kN/m. Okrem reakcie z horných podlaží nosníky preberajú plošné zaťaženie zo stropnej dosky nad 1.PP o návrhovej hodnote $f_{d2} = 67$ kN/m. Prenos zaťaženia z nosníkov do železobetónovej steny bol zabezpečený cez oceľovú platňu WELDA® Strong hrúbky 20 mm, nakoľko maximálna reakcia dosahuje takmer 1500 kN v najviac zaťažených nosníkoch. Oceľová platňa spolu s privarenými trnmi zabezpečila rovnomerný roznos tlakovej sily z nosníka do podpery.

3.2 Návrh prepojovacej výstuže

Spolupôsobenie oceľových nosníkov so železobetónovou doskou je zabezpečené nielen na rozhraní ocele a betónu, ale aj prepojovacou výstužou. Táto výstuž prechádza otvormi stien DELTABEAM® nosníkov a zabezpečuje aj klenbový efekt prenosu síl zo stropnej dosky do nosníka.



Obr. 4 Prepojovacia výstuž spriahnutého nosníka, schéma rozloženia kotviacich platní WELDA

4 Montáž stropnej konštrukcie

Správna poloha nosníkov bola zabezpečená proti posunutiu dvojicou skrutiek HPM20P vopred zabetónovaných do železobetónových stien. Po osadení nosníkov sa na ich konci vytvorilo debnenie pre betónovú zálievku. Alternatívou riešenia monolitckej stropnej dosky by mohla byť vzhľadom na menšie rozpätia filigránová stropná doska. Počas montážneho štádia sa v prípade prefabrikovanej stropnej konštrukcie DELTABEAM® nosníky podpierajú vzperami umiestnenými v blízkosti podpery z oboch strán. Toto podopretie zabráňuje neželanému krúteniu nosníka nad podperami. Poloha podpier nemá zabrániť prehybaniu nosníkov, a teda vzpery sa neumiestňujú do stredu rozpätí. Nakoľko nosníky sa častokrát vyrábajú s nadvýšením, pri podopretí nosníkov v strede ich rozpätia by mohli ostať vzopäté smerom nahor aj v štádiu užívania. Vzpery sa vždy umiestňujú pod steny nosníka, v prípade použitia výstužného plechu aj pod neho. Alternatívou je líniové podopretie v priečnom smere (obr. 5 vpravo dole). Podopretie vzperami v prípade kombinácie nosníkov s monolitickou železobetónovou doskou okrem krútenia zabráňuje aj ich vzájomnému oddeleniu počas vyplňania betónom, v závislosti od použitého typu debnenia. Vzpery je možné odstrániť až po tom, ako betón dosky a taktiež výplň nosníka dosiahnu požadovanú pevnosť.



Obr. 5a Vytvorenie debnenia zálievky DELTABEAM[®] nosníka, 5b podopretie nosníka pri podpere.

5 Záver

Použitie DELTABEAM[®] spriahnutých nosníkov v prechodových podlažiach má svoje opodstatnenie na základe mnohých výhod tohto riešenia v porovnaní s variantom železobetónového nosníka. Spoločné situovanie projekčného oddelenia a samotnej výroby nosníkov v Peikko Slovakia s.r.o. v Kráľovej nad Váhom je veľkou výhodou najmä pri domácich projektoch, čo sa v závislosti od náročnosti projektu odrazí v rýchlosti návrhu, výroby a následného dodania nosníkov na stavbu. Komunikácia medzi zodpovedným riešiteľom projektu a projektantom z Peikko Slovakia s.r.o. pokračuje aj po odovzdaní nosníkov na stavbu, nakoľko prípadné otázky či včasné riešenie nezrovnalostí vedie k úspore času a k následnej spokojnosti na oboch stranách.

Literatúra

- 1 DELTABEAM[®] Composite Beams, Technical manual, 03/2021.
- 2 WELDA[®] Anchor Plates, Technical manual, 02/2018.
- 3 STN EN 1994-1-1: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Bratislava, 2006.

POKROČILÉ ŘEŠENÍ BETONOVÝCH STĚN A OBLASTÍ DISKONTINUIT

Ing. Tomáš Oupic Svoboda, Ing. Martin Pernica

IDEA StatiCa s. r. o.

Železobetonové stěny jsou běžným konstrukčním prvkem mnoha budov. Jak je ale správně navrhovat? Je lepší použít lineární nebo nelineární metodu výpočtu? V tomto článku se na tuto otázku snažíme odpovědět pomocí názorného příkladu ŽB stěny, kterou v prvním kroku zanalyzujeme a výztuž navrhujeme pomocí lineárního výpočtu MKP. Tento návrh následně zkontrolujeme nelineárním výpočtem pomocí nelineární metody CSFM s uvážením skutečně navržené výztuže.

Smyslem tohoto článku je ukázat, že použití konzervativní lineární analýzy může způsobit nepříjemné potíže s trhlinami a vést k poddimenzování tlačných částí betonové konstrukce. Podíváme se také na optimalizaci a na to, kde lze při návrhu železobetonových stěn ušetřit.

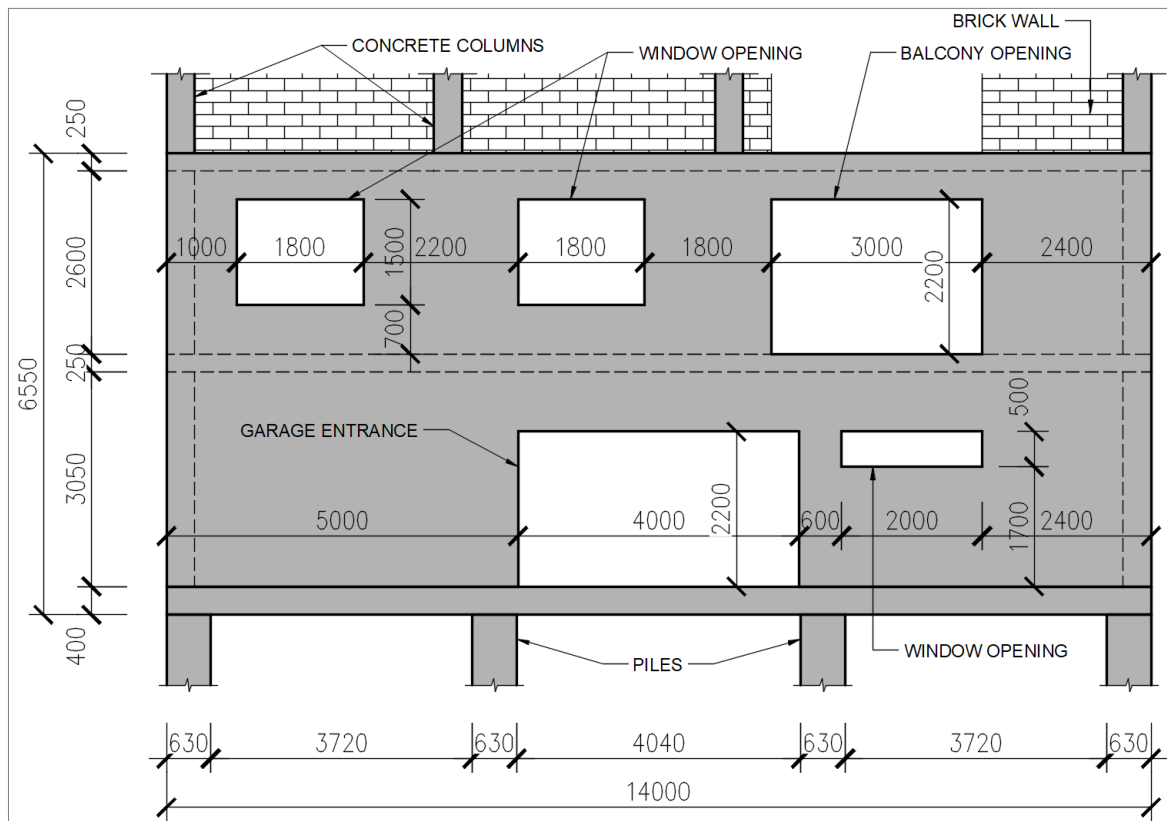
Níže uvedený příklad demonstruje porovnání dvou návrhových přístupů:

- 1 **2D lineární analýza** – materiály jsou definovány lineárně, lze očekávat stejné chování v tlaku i v tahu (toto zjednodušení však neodpovídá skutečnosti, a to zejména u betonu).
- 2 **CSFM (Compatible stress field method)** – implementováno v **IDEA StatiCa Detail**. U tohoto typu analýzy lze očekávat, že beton v tahu bude z výpočtu vyloučený a použije se skutečná pevnost výztuže (s uvážením efektu tahového ztužení), včetně výpočtu šířky trhlin.

Příklad

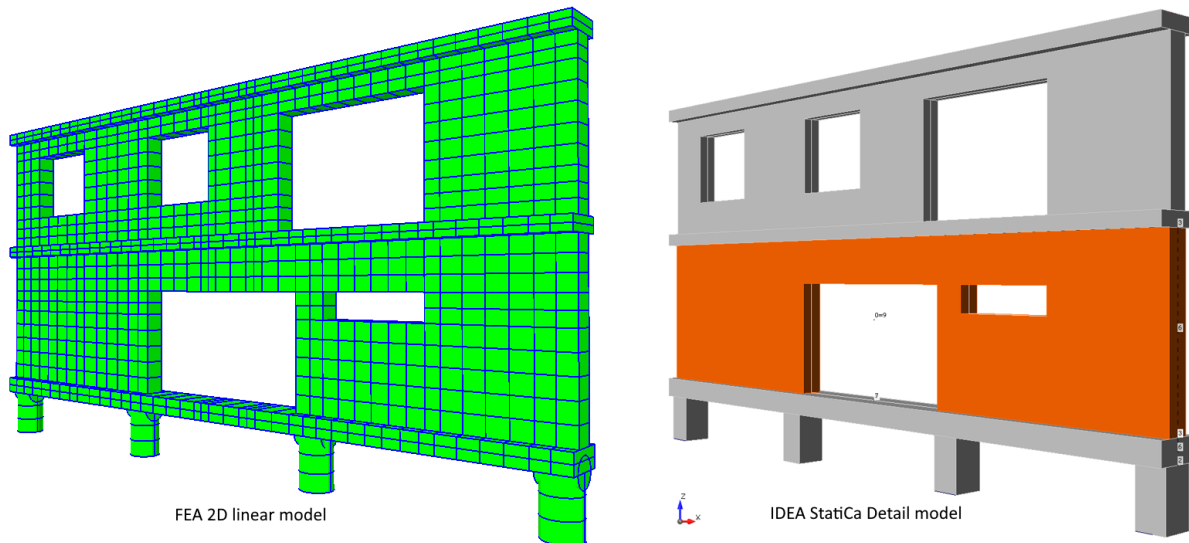
S uvedeným příkladem se může setkat většina inženýrů a je zaměřený na typickou vícepodlažní budovu. První dvě podlaží jsou navrženy ze železobetonových stěn s otvory.

Zbytek konstrukce tvoří betonový skelet (železobetonové sloupy + železobetonové nosníky) s vyzdívkou. Pro další zkoumání se zaměříme na čelní stěnu s vjezdem do garáže. Abychom získali lepší představu, připojil jsem následující schéma zkoumané stěny (viz *obr. 1*).



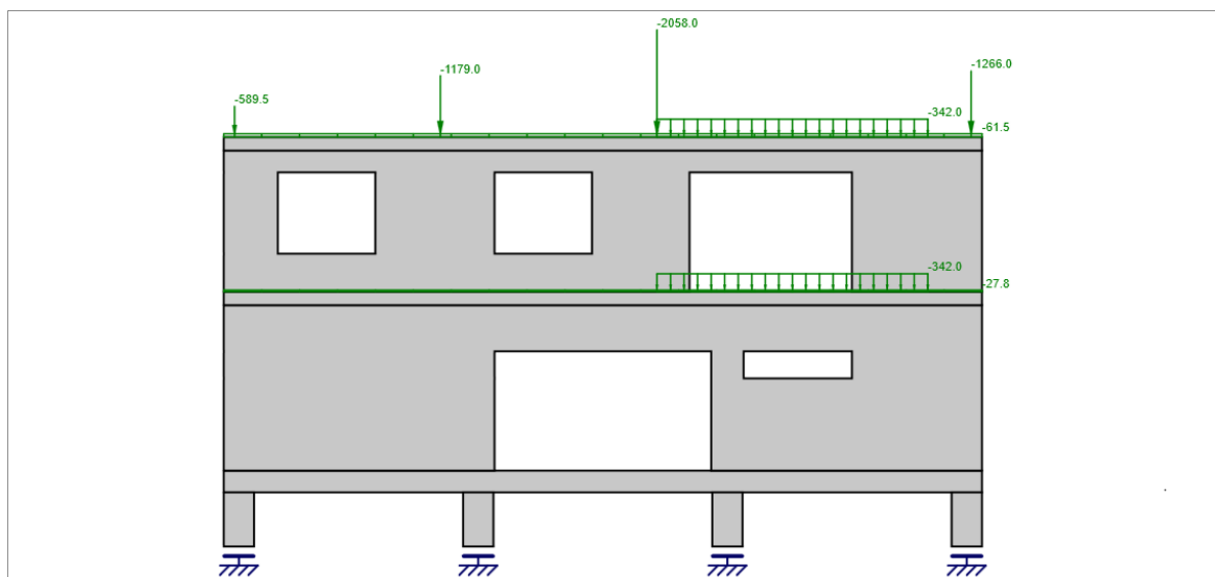
Obr. 1

Srovnání provedeme na dvou 2D modelech. První je vymodelovaný v MKP softwaru, který zvládá analýzu stěnových prvků lineárním výpočtem (obr. 2a). Druhý model je vytvořený v aplikaci IDEA StatiCa Detail (obr. 2b).



Obr. 2a (vlevo), 2b (vpravo)

Modely jsou identické – geometrie, okrajové podmínky i zatížení. V tomto článku se podrobně nebudeme zabývat zatěžovacími stavy a jejich kombinacemi. Abyste si mohli představit velikost a rozložení zatížení, na obr. 3 jsou zobrazeny hodnoty pro kombinaci MSÚ.



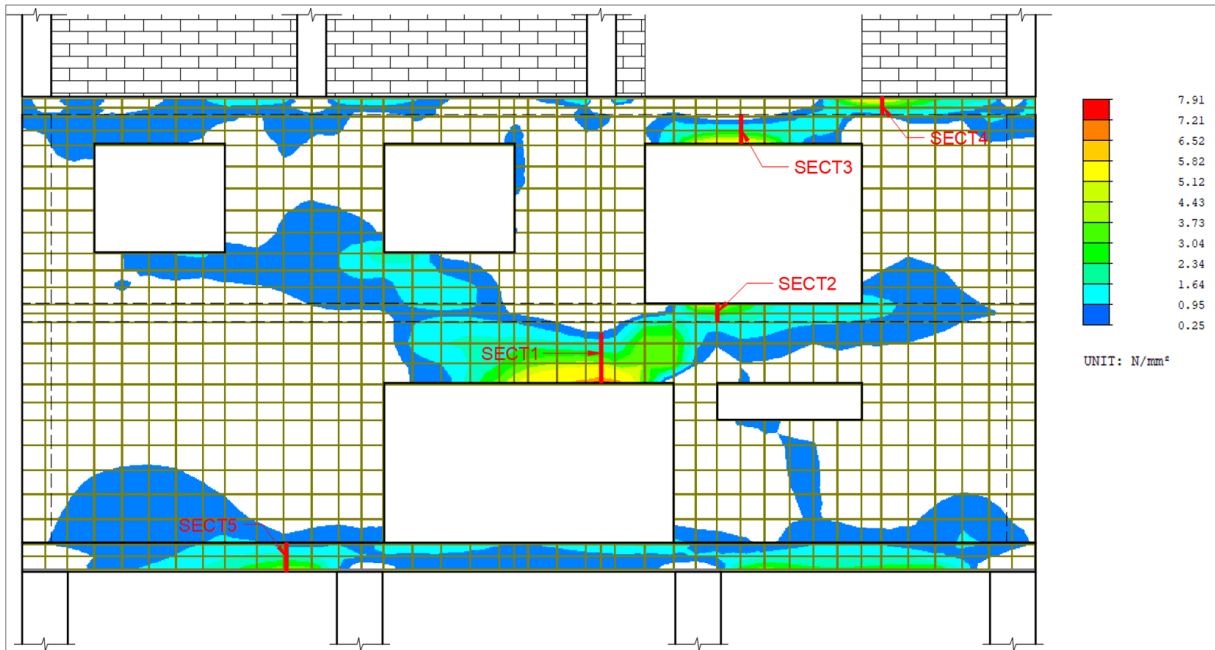
Obr. 3

Za zmínku stojí významná síla od středního železobetonového sloupu a také zatížení od balkonů (liniové zatížení). Tyto zatížení budou mít na naše výsledky nejvýznamnější vliv.

Lineární 2D analýza

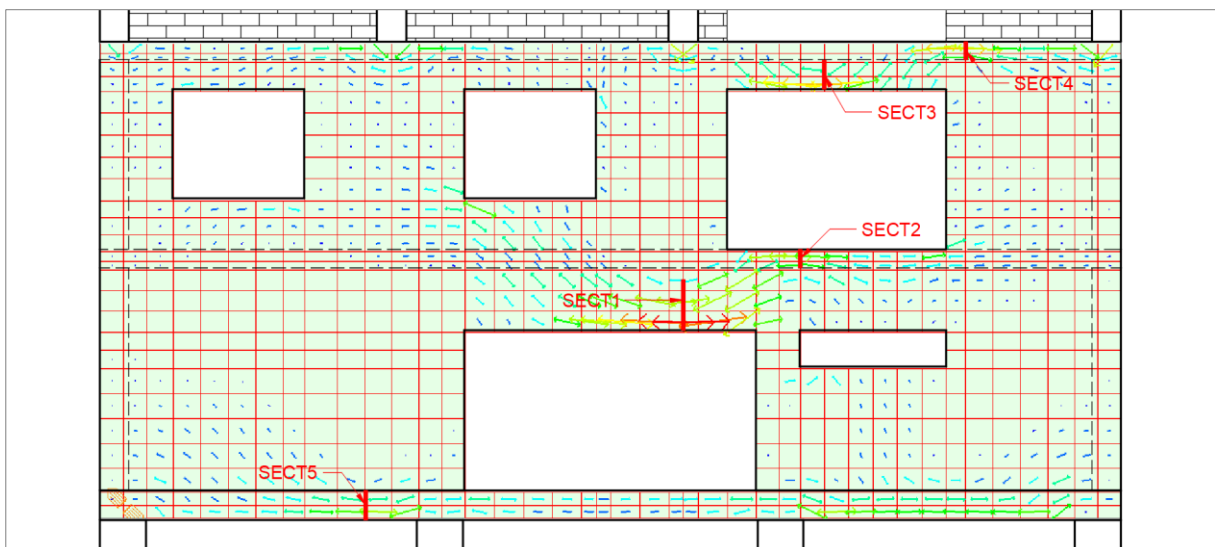
V této části navrhujeme výztuž a kontrolujeme napětí v betonu na základě lineární analýzy. Budeme integrovat hlavní tahová napětí, abychom určili sílu, kterou musí výztuž přenést. Tento přístup použijeme pro kombinaci MSÚ a provedeme kontrolu šířky trhliny pomocí mezního napětí ve výztuži.

Na obr. 4 vidíme hlavní tahová napětí pro kombinaci MSÚ a pět řezů, které použijeme pro návrh výztuže.



Obr. 4

Pro lepší pochopení toku napětí je užitečné zkontrolovat směry (vektory) hlavních napětí na obr. 5.



Obr. 5

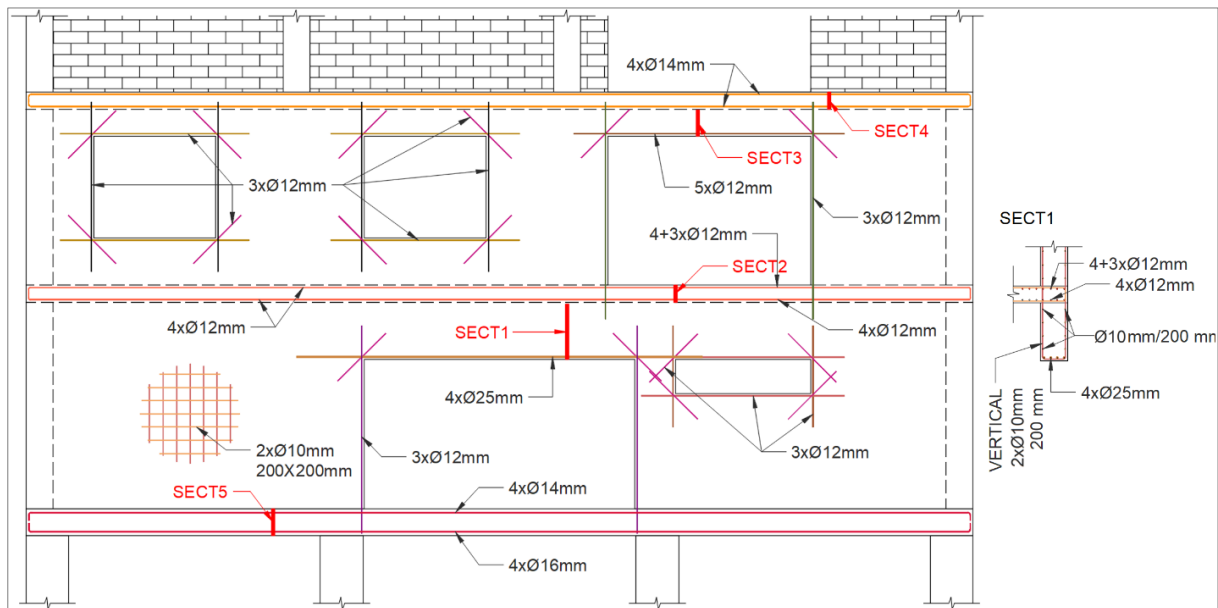
V následujících tabulkách uvedených na obr. 6 si můžete prohlédnout návrh výztuže podle Eurokódu pro jednotlivé řezy. U kvazistálé kombinace je napětí ve výztuži omezeno na 200 MPa z důvodu omezení šířky trhlín. Jedná se o analogický postup podle článku 8.10.3(104) normy ČSN EN 1992-2.

ULS									
Section	F_{Ed} [kN]	f_{yd} [Mpa]	$A_{s,req}$ [m ²]	n_1 -	ϕ_1 [m]	n_2 -	ϕ_2 [m]	A_s [m ²]	Utilization [%]
1	1048	434.8	0.002410	8	0.010	4	0.025	0.00259	93
2	530	434.8	0.001219	8	0.012	3	0.012	0.00124	98
3	322	434.8	0.000741	4	0.010	5	0.012	0.00088	84
4	505	434.8	0.001161	8	0.014	0	0	0.00123	94
5	570	434.8	0.001310	4	0.014	4	0.016	0.00142	92

SLS - quasi									
Section	$F_{Ek,quasi}$ [kN]	σ_{max} [Mpa]	$A_{s,req}$ [m ²]	n_1 -	ϕ_1 [m]	n_2 -	ϕ_2 [m]	A_s [m ²]	Utilization [%]
1	508	200.0	0.002540	8	0.010	4	0.025	0.00259	98
2	242	200.0	0.001210	8	0.012	3	0.012	0.00124	97
3	129	200.0	0.000644	4	0.010	5	0.012	0.00088	73
4	238	200.0	0.001189	8	0.014	0	0	0.00123	97
5	285	200.0	0.001426	4	0.014	4	0.016	0.00142	100

Obr. 6

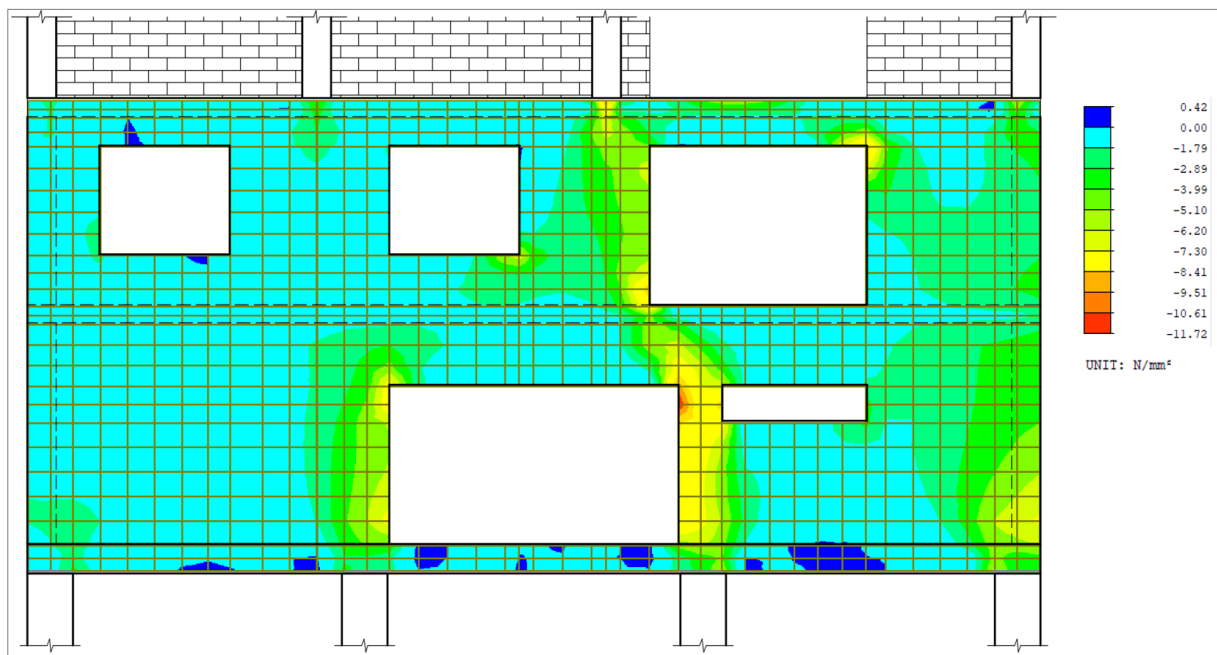
Na základě takto navržené výztuže jsme vytvořili schéma výztuže. Jako základní rastr je navržena minimální výztuž $\phi 10$ v rozteči 200×200 mm při obou površích. Za zmínku stojí zhuštění zejména nad vjezdem do garáže $4 \times \phi 25$ (viz obr. 7).



Obr. 7

Tímto návrh výztuže považujeme za hotový. Nyní už jen musíme zkontrolovat tlakové napětí v betonu. Stěna je navržena z betonu třídy C25/30, takže pro MSÚ bude maximální možné napětí:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 1,0 * 25 / 1,5 = 16,67 \text{ MPa (podle EN 1992-1-1, 3.1.6 (1))}.$$



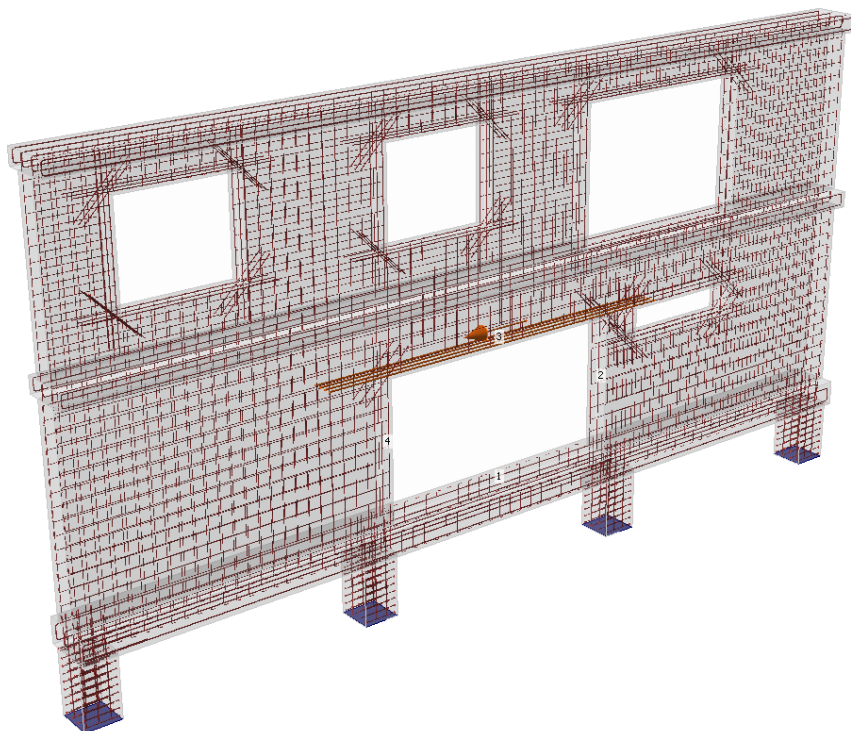
Obr. 8

Jak je vidět na obr. 8, posudek napětí v tlaku vyhovuje. Sice nám vychází špička napětí v ostrém rohu, ovšem i její hodnota je nižší než limitní napětí.

V tuto chvíli je práce statika, který používá metodu lineárního výpočtu, hotova.

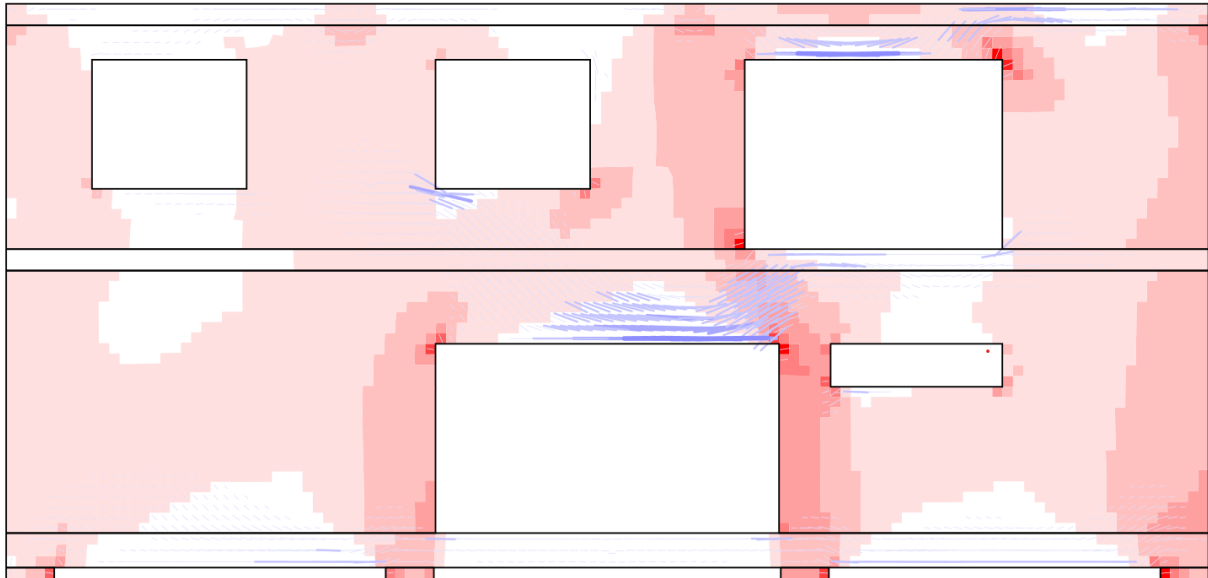
Návrh nelineární metodou CSFM v aplikaci Detail

V programu IDEA StatiCa Detail jsme vytvořili stejný model konstrukce obsahující výztuž navrženou podle lineárního výpočtu (viz obr. 9).



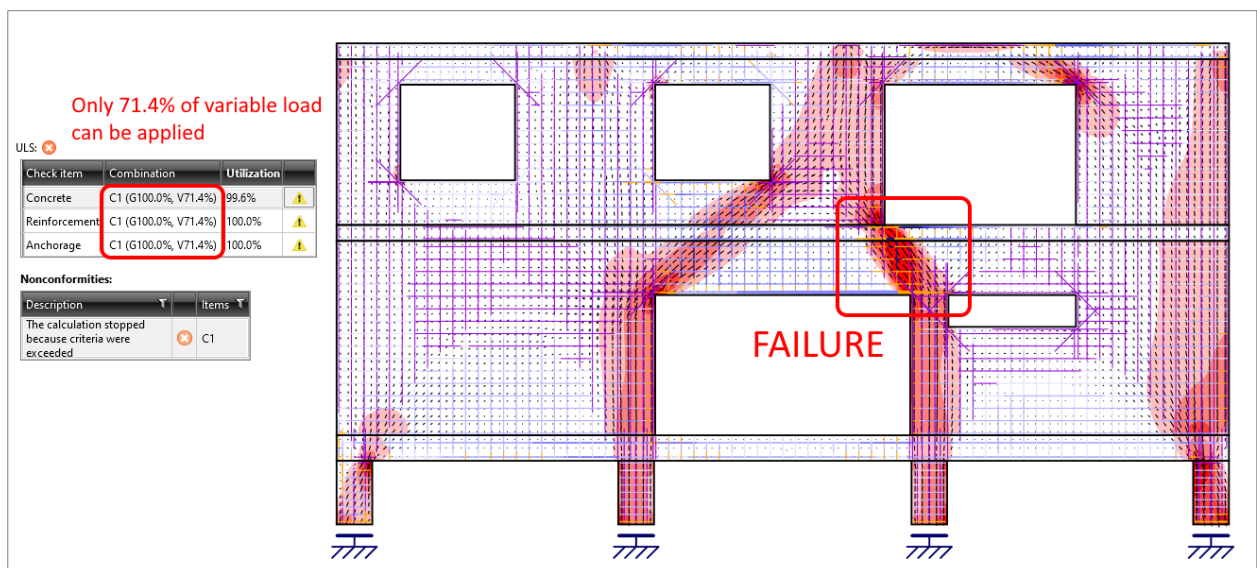
Obr. 9

Než spustíme samotný nelineární výpočet a v aplikaci Detail porovnáme výsledky s lineární analýzou, zkontrolujeme si tok napětí vypočtený na základě lineární analýzy, abychom měli jistotu shodného zadání. Na obr. 10 můžete vidět napětí, které byly v aplikaci Detail vypočteny pomocí lineární analýzy.



Obr. 10

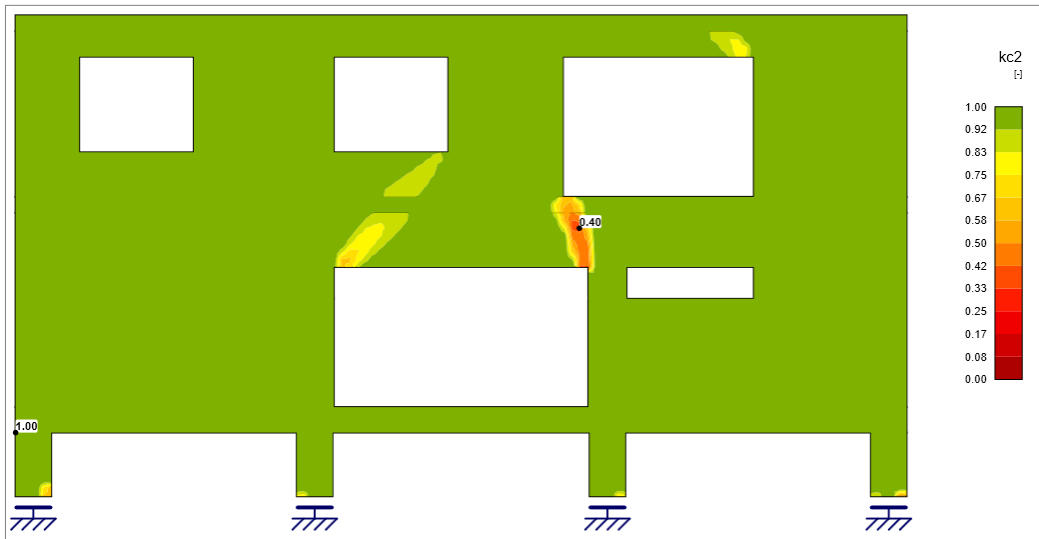
Ve druhém kroku konstrukci zanalyzujeme nelineárním výpočtem metodou CSFM (viz obr. 11) s uvážením skutečného vyztužení. Z výsledků je zřejmé, že konstrukce na MSÚ nevyhovuje.



Obr. 11

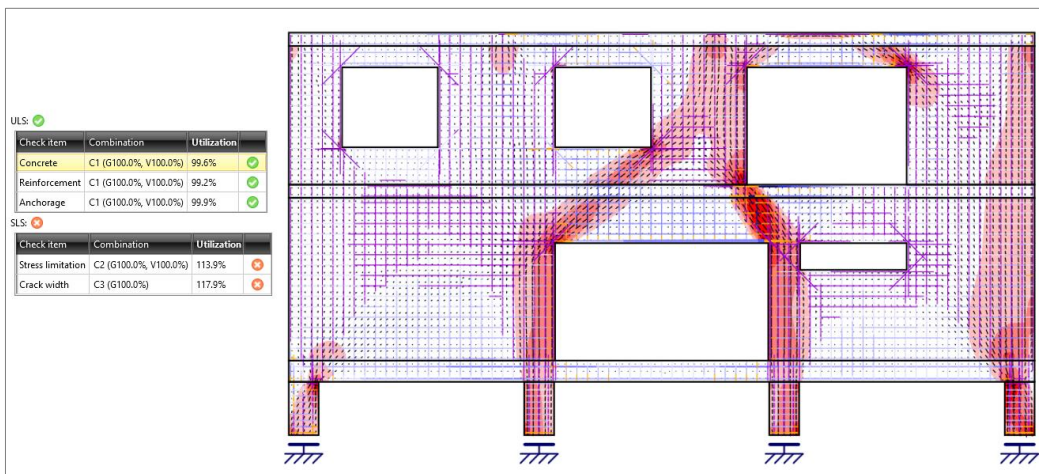
Důvodem, proč konstrukce nevyhovuje, je efekt tlakového změkčení. V místech, kde je beton porušený příčnými trhlinami, je totiž návrhovou pevnost betonu v tlaku nutné redukovat. V našem případě je v kritické oblasti tahové napětí kolmé na tlakovou vzpěru. Tento vliv je například zaveden pro metodu vzpěra – táhlo pro uzly podle ČSN EN 1992-1-1, 6.5.4 formou součinitelů k_1 , k_2 , k_3 .

V programu IDEA StatiCa Detail je tento efekt implementován pomocí součinitele k_{c2} pro každý konečný prvek betonu. Pro náš příklad je tedy rozdělení součinitele tlakového změkčení ve stěně vidět na obr. 12.



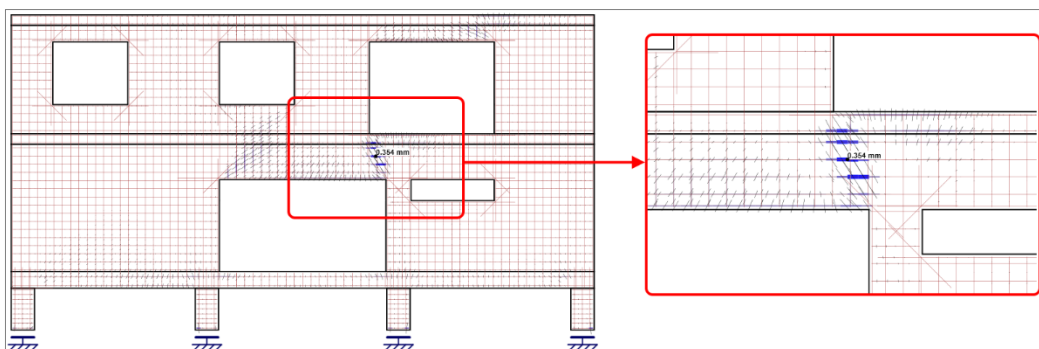
Obr. 12

Pro nás to znamená, že třída betonu musí být z C25/30 zvýšena na C30/37 a model je třeba přepočítat. Po této úpravě vypadají výsledky pro MSÚ v pořádku. Na model lze nyní aplikovat celé zatížení a posouzení na MSÚ je vyhovující (viz obr. 13).



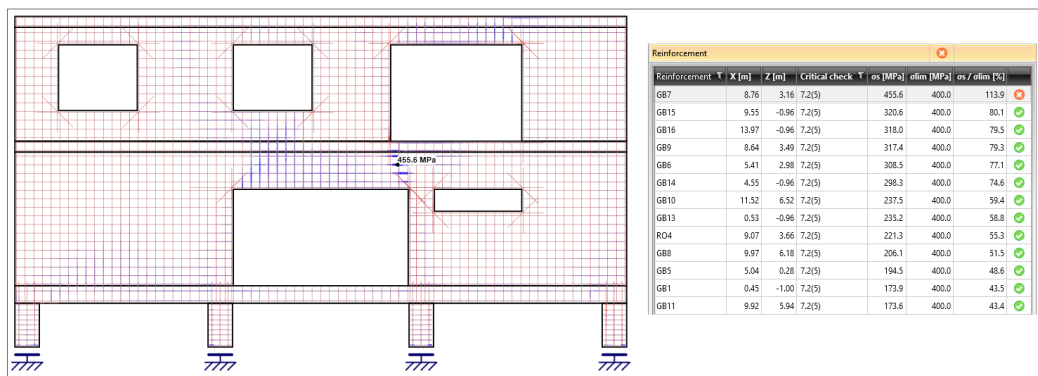
Obr. 13

Při pohledu na výsledky (viz obr. 13) je však vidět, že posouzení na MSP konkrétně omezení šířky trhliny a napětí ve výztuži nevyhovuje (viz obr. 14).



Obr. 14

Zdá se, že ačkoli jsme v prostoru nad garážovým otvorem navrhli poměrně silnou výztuž, v prostoru mezi stropem a otvorem pro balkonové dveře, kde se nachází jen základní rastr $\varnothing 10 \times 200 \times 200$ mm, se vytvořili nadměrné trhliny. Z obrázku je také patrné, že silná výztuž nad otvorem není nijak zvlášť využita. Pokud se podíváme na napětí ve výztuži pro charakteristickou kombinaci, opět zjistíme, že stejná situace s nízkým využitím se opakuje i nad balkonovým otvorem (viz obr. 15) v řezu číslo 3 (viz obr. 7). Na obr. 15 je také vidět, že napětí ve výztuži překračuje hodnotu 400 MPa a tedy překračuje dovolenou hodnotu pro posouzení na MSP.

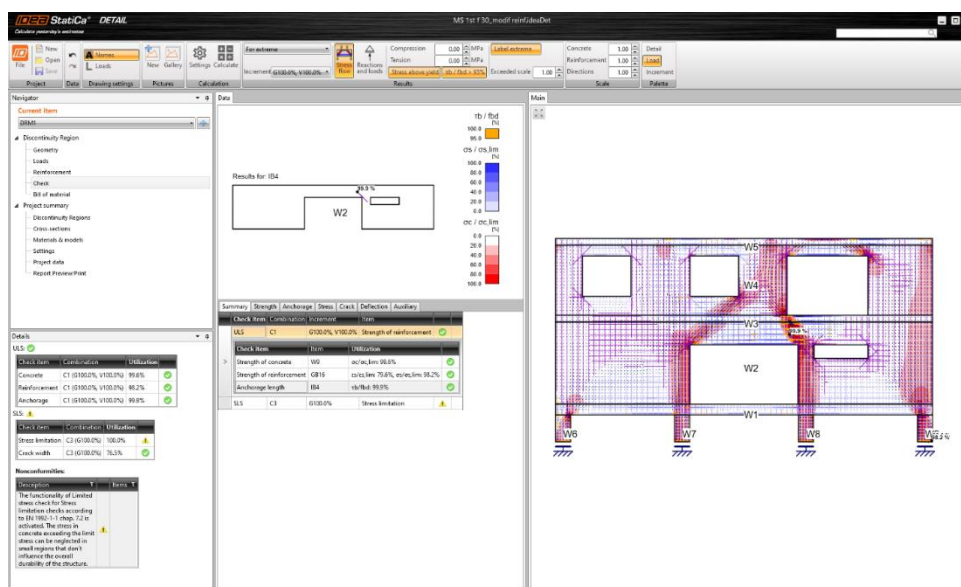


Obr. 15

V rámci optimalizace návrhu jsme dospěli k následujícím změnám ve vyztužení:

- Řez 1 – $4 \times \varnothing 25 \Rightarrow 4 \times \varnothing 16$
- Řez 3 – $5 \times \varnothing 12 \Rightarrow 3 \times \varnothing 12$
- Řez 5 – $4 \times \varnothing 16 \Rightarrow 4 \times \varnothing 14$
- Řez 1 – +2 $\times 4 \times \varnothing 14$

Po přidání 2×4 ks vložek délky 3,0 m mezi strop a otvor garáže a redukcí množství výztuže, jak zmiňujeme výše, jsou všechny posudky v pořádku (viz obr. 16).



Obr. 16

Závěr

Objevili jsme významné rozdíly mezi návrhem konstrukce podle lineárního výpočtu a nelineárním výpočtem metodou CSFM. Při lineární 2D metodě jsme poddimenzovali třídu betonu, předimenzovali některé výztuže a neodhalili potenciální místo vzniku trhliny. Na vině je jednoznačně nesprávné přerozdělení napětí v lineárním modelu. Lineární analýzou MKP nelze efektivně, ekonomicky a bezpečně řešit všechny konstrukce železobetonových stěn. Nelineární metodou, jako je CSFM v aplikaci IDEA StatiCa Detail, lze dosáhnout přesnějších a bezpečnějších výsledků.

ÚSKALÍ STROJOVÝCH VÝPOČTŮ V GEOTECHNICE

Ing. Vojtěch Ježek

Zakládání staveb bývá vnímáno jako „okrajová část“ stavebně konstrukčního řešení. Navíc je v Čechách k dispozici soubor uživatelsky přátelských oborových programů...

Za dobu své praxe projektanta a dodavatele speciálního zakládání, kdy se každodenně setkávám s výstupy kolegů z celé republiky, oba výše uvedené faktory považuji za spíše kontraproduktivní.

Zmíněná „okrajovost“ je patrná z neochoty některých kolegů se pečlivě seznámit s pravidly a limity jednotlivých technologií, používaných v České republice. Spoléhají se na znalosti, získané za studií – a také na to, že použití návrhového programu za ně jejich nedostatečné vědomosti vyřeší. Stejně tak se málo – nebo vůbec – zajímají o návrhové postupy. Nezanedbatelným faktorem je i absence společenské dohody (ať už jí říkáme předpis nebo standard) o tom, co a v jaké podrobnosti má obsahovat ten který stupeň projektové dokumentace. To vše vede až k tomu, že se projektují nesmyslná, neúplná a někdy i nebezpečná řešení.

Možná k nepříliš utěšenému stavu přispěl i fakt, že Česká republika byla po dlouhá léta poslední účastnickou zemí, která neměla národní aplikační dokumenty k Eurokódu 7. Tato situace se ale již, alespoň v oblasti základů, změnila v roce 2020, kdy vyšla norma ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Nová norma zohledňuje požadavky a pravidla EC7. Je v podstatě syntézou původních norem, které byly zavedením EC7 zrušeny – tedy ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy a ČSN 73 1002 Pilotové základy; plus je rozšířena o návrh únosnosti mikropilot. Povědomí o vydání normy je v odborné veřejnosti až překvapivě malé.

Jedním z úskalí používání výpočetních geotechnických programů (a návrhů jako takových) je volba správných parametrů. Geologické průzkumy bohužel ve velké míře neudávají místní charakteristiky jednotlivých vrstev, ale provádí pouze základní zařazení a udávají směrné normové charakteristiky, opsané z původní normy ČSN 73 1001. Zde je nutné zdůraznit název této normy: Základová půda pod plošnými základy. Dovozeno tedy, parametry takto „stanovené“ je rozumné používat jen velmi opatrně. Pro návrh jakýchkoli jiných konstrukcí než plošných základů – tedy opěrných zdí, pilot či pažicích konstrukcí – je potřeba pečlivě zvážit jejich pouhé dosazení do výpočtu.

Protože geologové většinou neudávají přesná čísla, ale rozpětí hodnot (jak je opsali z uvedené normy), tak se vzhledem k rychlosti úpravy v programu i samotného výpočtu vyplatí vyzkoušet důsledek použití spodní i horní meze udávaných hodnot. Pravděpodobně zjistíte, že ekonomický i technický (vyjádřený ve vnitřních silách a deformacích) dopad může být až v řádu desítek procent (především u pažicích konstrukcí) a že tedy že jste ztraceni a vůbec nevíte, která hodnota je ta „správná“... Správně byste takový průzkum měli odmítnout s odkazem na neúplnost či nejednoznačnost podkladu.

K naší smůle poskytuje nejpoužívanější software GEO právě službu čerpání parametrů opsaných z normy ČSN 73 1001 a defaultně nabízí parametry jednotlivých typů zemin. Předkládá je nejen pro posuzování plošných základů, ale i pro všechny další běžné geotechnické konstrukce. Je proto třeba mít na paměti, že akceptováním přednastavených parametrů není nikterak snížena zodpovědnost projektanta – uživatele programu. A aby toho nebylo málo, tak tato zodpovědnost je ve skutečnosti v podstatě „absolutní“. Projektant by totiž měl být schopen rozpoznat i nevěrohodnost informací, uvedených v inženýrskogeologickém průzkumu.

Jak vyplývá z výše uvedeného, tak pořízení výpočtového programu dost dobře nemůže nahradit chybějící odborné znalosti, stejně jako nemůže nahradit pečlivé studium podkladů – především geologického průzkumu. V dalším se pokusím zaměřit na úskalí jednotlivých geotechnických výpočtů.

Pilotové základy

Návrhové postupy jsou definovány normou ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Současně je potřeba uvést, že v podstatě ve všech případech, kdy jsou navrhovány piloty, se nestačí omezit na posouzení mezního stavu únosnosti. Je to z toho důvodu, že každá ze dvou sčítaných veličin – únosnost na patě a únosnost na plášti – nastává při zcela odlišných deformacích. Zatímco plné plášťové tření se aktivizuje při sedání kolem 10 mm, tak plné únosnosti paty je dosahováno až při sednutí několikanásobně větším, které už je většinou neslučitelné s funkčností navazující horní stavby. Musím upozornit, že tabulka limitních hodnot sedání, která je uvedena v příloze B normy ČSN 73 1004 (a která byla uvedena i ve zrušené ČSN 73 1001), platí jen pro plošné základy!

Stejně tak je nutno uvést, že v našich podmínkách v podstatě neexistují „opřené“ piloty! Tento název platí jen pro horniny s velmi vysokou pevností přes 50 MPa (R2 a lepší). Tyto horniny se na většině území republiky v dosažitelných hloubkách vyskytují jen zřídka. Na většinu pilot, které mají patu v horninách (R6 až R3) proto musíme nahlížet jako na piloty „plovoucí“.

Při návrhu pilotových základů je rozhodující mezní stav použitelnosti. O míře přípustného sedání rozhoduje především konstrukční řešení horní stavby a její citlivost na rozdílové sedání. Metodika výpočtu sedání pilot, používaná v ČR a mající oporu v normě ČSN 73 1004, je poměrně jednoduchá a v evropském kontextu pokroková. Její nevýhodou je jistá empiričnost. Je to dáno tím, že byla vytvořena na základě statistického vyhodnocení velkého množství zatěžovacích zkoušek pilot v různých geologických podmínkách. Do posouzení se tak nedosazují klasické parametry zemin, ale „jen“ dimenze posuzované piloty a geologický profil se základním zatříděním jednotlivých vrstev. Zatřídění je založeno na konzistenci soudržných zemin, ulehlosti nesoudržných zemin a pevnosti v prostém tlaku hornin. Z těchto kritérií jsou pro zdárně provedený výpočet sedání zcela jednoznačně odvozeny regresní parametry únosnosti (a, b, e, f) i Youngovy sečnové moduly E_{sec} . Považuji za nevýhodu, že některé programy umožňují „manuální“ zásah nebo dokonce mají defaultně nastaveny „kulaté“ (ale zcela nesouvisející) hodnoty těchto veličin, což vede k nesmyslným výsledkům. Za poněkud pikantní považuji zlovyk některých autorů výpočtů konstatovat, že pilota vyhoví, pokud má sedání pod 25 mm jen proto, že v návrhovém programu mají tuto hodnotu přednastavenou jako horní omezení výpočtu...

Za škodlivé považuji, že je uživateli programem nabízeno větší množství návrhových postupů, aniž by byl jednoznačně upřednostněn ten normovaný. Prospěšné by bylo, kdyby program poskytl srovnání výsledků použitého postupu s tím, který má oporu v normě.

Obdobná situace je i při posouzení vodorovné únosnosti. Nejběžněji je používán postup výpočtu ve winklerovském prostředí. Norma ČSN 73 1004 definuje, jakým způsobem mají být stanoveny hodnoty modulu horizontální stlačitelnosti k_{hz} . U soudržných zemin a poloskalních hornin je to přes modul deformace E_{def} a průměr piloty, u nesoudržných jako závislost na průměru piloty, hloubce a konstantě n_h . Považuji proto za zavádějící, když jsou uživateli programu nabízeny jako rovnocenné jiné způsoby – vždyť správné určení k_{hz} je základním předpokladem věrohodného a s realitou slučitelného výsledku.

S posouzením vodorovné únosnosti souvisí i posouzení vnitřní únosnosti piloty. Je potřeba si uvědomit, že pilotu nelze realizovat s přesností, srovnatelnou s přesností provedení jiných tlačených prvků. Pamatuje na to i norma ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických konstrukcí – Vrtané piloty, když definuje přípustné odchylky půdorysného provedení pilot od projektované polohy 100 mm pro piloty průměru do jednoho metru a 10 % průměru pro piloty větší). Když už tedy program posuzuje vnitřní únosnost, měla by maximální přípustná odchylka spolu s prvotně spočteným momentem zohledněna jako excentricita svislé síly při posouzení výztuže piloty. Samozřejmě pro nejméně příznivou kombinaci svislých a horizontálních účinků. Další drobnou vadou některých programů je, že automaticky vybírají průřez s největším momentem. V případě pilot s proměnlivým průměrem (například s kruhovými hlavicemi) to nebývá ten nejkritičtější.

Mikropiloty

Metodika pro posouzení únosnosti mikropilot je velmi jednoduchá. Navíc se v podstatě řeší jen mezní stav únosnosti, protože díky technologii provádění dochází k aktivaci plné únosnosti při deformacích v řádu milimetrů.

Únosnost mikropilot je v podstatě funkcí mezního pláštěvého tření a průměru kořene. S únosností paty se počítá jen v lepších horninách, a i tak je podíl paty na celkové únosnosti velmi malý. V normě ČSN 73 1004 je to obdobně, ale nezadáva se – zřejmě v důsledku chyby při sestavování normy – průměr kořene, ale průměr vrtu. V případě zemin s větší stlačitelností to bohužel má velký vliv na výsledek posouzení únosnosti.

S určením průměru kořene může být poměrně velký problém, protože se v podstatě nikde nedočtete, jaký by měl v jednotlivých zeminách být – výsledkem jsou časté chyby při návrhu mikropilot i kořenů kotev.

Průměr kořene je velmi závislý na správnosti provádění injektáží. Jejich účelem totiž není vyplnění mezer v okolí vrtu, ale jen a pouze zvětšení objemu kořene. Tím dojde ke stlačení zemin v bezprostředním okolí vrtu, a tedy i ke zvýšení smykové únosnosti. Čím je zemina v oblasti kořene více stlačitelná (tedy s nižšími hodnotami E_{def}), tím je nutné provádět stlačení ve více fázích a injektáže opakovat. Předepisovat průměr kořene – jen proto, že jsem si ten průměr zadal do posouzení – je ale nesmysl.

Nám se při posuzování únosnosti mikropilot velmi osvědčila tabulka, publikovaná v článku autorů Klein a Mišove „Únosnost korena injektované kotvy v hornině“ v časopise Inženýrské stavby 5/1986:

TABULKA ÚNOSNOSTI KOŘENE – VRT f min. 120 mm						
druh horniny; zeminy	j [°], c [kPa],	počet injektáží	injekční tlak [MPa]	tlak [MPa]	únosnost 1 m kořene F_{m1} [kNm ⁻¹]	
	s_c [MPa]				injektovaného	neinjektovaného
skalní horniny	$s_c > 50$	0	–	1,00– 1,60	350–500	350–500
poloskalní horniny	$s_c < 50$	0–1	0,5–3,0	0,30– 1,00	200–400	100–400
šterkovité injektovatelné zeminy	$c = 0,35^\circ < j < 45^\circ$	1–2	1,0	0,25– 0,32	200–400	70–200
šterkovité neinjektovatelné zeminy	podle výplně	1–2	2,0–4,0	0,23	200–250	50–100
jemno- a střednězrné písky	$c = 0,25^\circ < j < 35^\circ$	2–3	1,5–4,0	0,15– 0,18	110–200	20–60
soudržné tvrdé a pevné zeminy	$c > 100,$ $10^\circ < j_u < 30^\circ$	1–3	1,5–3,0	0,13– 0,19	80–70	30–80
soudržné tuhé zeminy	$50 < c < 150,$ $j_u < 10^\circ$	2–3	1,0–2,5	0,10– 0,13	70–150	15–40
soudržné měkké zeminy	$25 < c < 50, j_u = 0^\circ$	3–4	0,5–2,0	0,05– 0,07	40–100	10

Únosnost kořene je prostým součinem délky kořene a jednotkové únosnosti (F_{m1}), vydělená bezpečnostním součinitelem (1,6). Vliv únosnosti neinjektované části se zanedbává, únosnosti kořene v jednotlivých vrstvách se počítají. Použitím tabulky se setře nutnost „vymýšlet“ průměr kořene.

Plošné základy

Návrh a posouzení plošných základů je „klasika“. Platná norma ČSN 73 1004 převzala metodiku z původní ČSN 73 1001. Zachovala i tabulkovou únosnost – dříve značenou R_{dt} a nyní q_{dt} .

Měli bychom si uvědomit, že tabulkové hodnoty jsou „všeobíhající“ a velmi bezpečné. Použitelné jsou jen pro velmi jednoduché stavby anebo pro velmi orientační posouzení, bez dopadu do projektu. Při jakékoli vážné práci bychom měli provést podrobnější posouzení, spojené s výpočtem mezního stavu použitelnosti – vždyť v případě jakékoli staticky neurčité konstrukce může být rozdílové sedání základním kritériem návrhu a dimenzování konstrukce.

Při podrobnějším výpočtu je nutné používat inženýrský cit a vypočtenou únosnost, pokud možno nevyužívat na maximum. Je potřeba mít na paměti, že úroveň vstupních informací (tj. inženýrskogeologického průzkumu) nemusí být stoprocentní a že se tedy na spočtenou hodnotu nelze plně spoléhat. Doporučuji upřednostnit inženýrský cit a u běžných zemin nepoužívat výsledky, převyšující cca 1,5násobek tabulkové únosnosti. Souběžně s tím je nutné ověřit i velikost sedání – samozřejmě opět při vědomí „kvality“ vstupů a také toho, že opravný součinitel přetížení „ m “ je zcela umělou veličinou, která má za úkol alespoň trochu sladit vypočtené výsledky s realitou...

Při používání některých programů je opět nutno nepodlehnout svodům všech nabízených možností. Příkladem mohou být šterkopískové polštáře. Jejich aplikace je ve skutečnosti velmi omezená. Například v jemnozrných zeminách mohou napáchat velké škody, protože působí jako velké drenáže, které svádí veškerou vodu z okolí stavby přímo na kontakt polštářů se zeminou. Dochází tak k její degradaci a snižování únosnosti! Dalším faktorem může být i cena – zarputilá preference plošného založení, kterou v sobě máme už od školních let, může vést k vyšším nákladům, než by byly při použití jiného způsobu založení.

Opěrné zdi

Programy na posouzení opěrných zdí považuji za největší zlo. Svádí totiž i ty zcela nepoučené k jejich používání – sice třeba jen na menší opěrné zdi, ale jaký je rozdíl mezi poruchami na malé a velké zdi? Cti a kreditu inženýrského stavu neprospěje ani jedna.

Ve skutečnosti si musíme při návrhu opěrných zdí uvědomovat poměrně mnoho faktorů, které ve svém spolupůsobení vedou ke zdárnému návrhu:

- k zadání soudržnosti musím přistupovat velmi zdrženlivě, vysoké hodnoty (byť opsané z průzkumu) vedou k příliš subtilní konstrukci, která pak často trpí poruchami;
- „levnou“ opěrnou zeď lze navrhnout jen za cenu větších deformací, tomu by mělo být uzpůsobeno geometrické řešení zdi například mírným skloněním líce;
- silové působení zeminy souvisí nejen s jejími vlastnostmi zemin, ale také s deformacemi, je proto zcela legitimní nenavrhovat opěrné zdi na aktivní zemní tlak, ale na jeho zvýšenou hodnotu;
- pasivní zemní tlak na lícové straně základu nastává při podstatně větších deformacích, než při kterých dojde k aktivnímu zemnímu tlaku na rubu zdi, je proto správnější s pasivním odporem vůbec nepočítat;
- je nutné mít jasno v přitížení, působícím za rubem konstrukce.

I v případě opěrných zdí platí výhrada o nadbytečnosti příliš široké nabídky některých programů. Jde například o různé patní zarážky (viz výhrada o deformacích, nutných k aktivaci pasivního odporu). Dále je to například nabídka možnosti podporování základu zdi pilotami. V tomto případě je potřeba si uvědomit, že piloty jsou v podstatě „tvrdou“ podporou, která ve svém důsledku sníží či dokonce zruší napětí v základové spáře, čímž podstatně klesne její vodorovnou únosnost.

Pažicí konstrukce

Správný a hospodárný návrh pažení bývá časově velmi náročnou disciplínou, na kterou běžný projektant dost dobře nemůže mít časový prostor. Faktorů, které řádný návrh ovlivňují, je totiž velmi mnoho. Jakmile je stavební jáma geometricky členitá s různými hloubkami pažených výkopů a s proměnlivou geologií, tak neexistuje jedno univerzální řešení! Do ekonomiky návrhu se totiž promítají dimenze i rozteče svislých pažicích prvků a četnost kotevních úrovní. Zpracovat návrhu tak musí počítat s velkou variabilitou, a tedy s nutností posuzovat velké množství řežů. Efektivita tohoto úsilí se navíc projeví až na úplném konci, kdy se posčítají a ocení všechny položky.

Použití vhodného programu může úsilí projektanta podpořit; rozhodně ale není všelékem. Jedním z důležitých faktorů je otázka správných vstupů, zohledňujících návrhový postup. Nejčastější je metoda závislých tlaků, která výrazně nadhodnocuje vliv soudržnosti. Je proto vhodnější použití náhradního úhlu vnitřního tření; jednoznačná metodika k jeho stanovení ale chybí, a tak je nutné stavět na zkušenosti.

Dalším faktorem, se kterým návrhový program nepomůže, je podzemní voda. Je nutné z průzkumu správně přečíst, zda voda může ovlivnit pažicí konstrukci, a to jak silově, tak vztlakem. Z průzkumu proto musíme zjistit nejen úroveň ustálené hladiny podzemní vody, ale i to, zda je v horninách či v zeminách nebo zda je její hladina napjatá – to vše má na správné zadání podzemní vody do výpočtu vliv. Stejně tak to může mít vliv i na volbu správné technologie pažení.

Důležité je i kotvení. Program sám většinou nenabídne optimální kotevní sílu. Tu je potřeba v prvním kole odhadnout a podle výsledků upravovat. Totéž platí i pro polohu kotev – většinou až v opakovaném výpočtu se podaří polohu kotvení optimalizovat tak, aby vyšly dobře deformace i namáhání svislých pažicích prvků.

Délka kotev se odvíjí od vnější stability pažicí konstrukce. Většina programů ji umí posoudit.

Poněkud jinak tomu ale je v případě vetknutí svislých pažicích konstrukcí pod dno stavební jámy. Program posoudí, že vetknutí vyhoví. Změna délky vetknutí má vliv na průběh momentů, na deformace a v případě zkrácení i na spolehlivost. U kotvených konstrukcí musí vetknutí spolehlivě přenést nejen část zatížení pažicí konstrukce, ale svislé složky kotevních sil. V případě kotvených záporových stěn s malým vetknutím do pevných hornin může dojít k překročení únosnosti styku zápora – beton paty.

Principy správného použití návrhových programů jsou, jak vyplývá z výše uvedeného, ve všech oborech stavební mechaniky stejné. Nutná je důkladná znalost řešené problematiky i návrhových postupů. Musíme pečlivě hodnotit vstupní informace a zadávat je s ohledem na výpočtovou metodu. Měli bychom mít – díky předchozím zkušenostem – rámcovou představu o „správném“ výsledku. A k návrhu bychom měli vždy přistupovat s pokorou a soudností.

Připadá mi, že se to v geotechnice ne vždy děje – a proto vznikl tento příspěvek.

STROJNÍ ZDĚNÍ VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL

Ing. Martin Konečný

Kalksandstein CZ, s. r. o.

Úvod – proč zdít strojně

Česká republika pomalu a jistě zaostává v rychlosti výstavby jak infrastrukturních projektů, tak v oblasti bytové výstavby. Množství postavených dálnic za poslední roky je naprosto tristní. Nově stavěné byty mají cenu takovou, že běžný obyvatel si nemůže byt pořídit vůbec. Na vině je jistě celá řada faktorů.

Jak velké zaostávání za světem je, uvádím na jednoduchém příkladu:

19. 8. 2022 byl prezentován na webu ŘSD infrastrukturní projekt o délce necelých 1200 m, oprava silnice první třídy I/19 v Nezvěsticích. Oprava je rozdělena do 3 etap a tyto 3 etapy probíhají 3 roky. Výsledkem takového infrastrukturního projektu je oprava vozovky, jejíž součástí je přeložka kanalizace, úprava chodníků a veřejného osvětlení. Na konci obce vznikne zatím nikam nevedoucí kruhový objezd.



Úvod Aktuality Fot

V Nezvěsticích začne první etapa opravy silnice I/19

Srp 19, 2022 | Aktuality pro Plzeňský kraj



V pondělí 22. 8. bude zahájena oprava komunikace I/19 v rámci plánované akce **I/19 Nezvěstice**.

Samotná oprava průtahu obce Nezvěstice je rozdělena do tří etap, které budou probíhat po dobu tří stavebních sezón.

V letošním roce a během následujícího jara bude realizována oprava komunikace na zhruba 600 metrech v centrální části obce. Mimo rekonstrukce povrchu vozovky bude dále součástí stavebních prací například úprava chodníků, veřejného osvětlení, přeložka kanalizace a novostavba parkoviště v centru obce.

V následujícím roce bude provedena oprava komunikace na okraji obce až k železničnímu přejezdu. V roce 2024 pak dojde hlavně k realizaci nové okružní křižovatky na příjezdu do Nezvěstic ve směru od Plzně.

Celková délka opravy silnice I/19 v řešeném úseku je téměř 1200 metrů. Úprava vozovky v místě podjezdu pod železniční trať je z rekonstruovaného úseku vyjmuta.

Obr. 1 Infrastrukturní projekt silnice č. I/19 Nezvěstice, zdroj: www.rsd.cz

Pro srovnání uvádím infrastrukturní projekt podobné velikosti z Číny. 19. 1. 2018 v Longanu ve východní Číně. Byl realizován infrastrukturní projekt délky asi 1,7 km, a to přeložka vysokorychlostní trati s přesunem nádraží. Celý infrastrukturní projekt byl zrealizován z důvodu nepřerušení provozu na trati za necelých 9 hodin, když stavba začala 18:22 hod. dne 19. 1. 2018 a skočila před 3. hodinou ráno následujícího dne. Ranní vlak tak již přijel na jinou kolej nového nádraží! Stavbu realizovalo 1500 dělníků.



Obr. 2 Rychlost stavebních prací v Číně, zdroj: https://youtu.be/TDgVm_Ffe1s?si=TRIVnwILKGIBXupm

Jistě se jedná o extrémní rychlost výstavby, nicméně jedná se o srovnatelnou délku infrastruktury. Vysokorychlostní trať v ČR nemáme vůbec a podobnou délku infrastrukturálního projektu nejsme schopni zrealizovat ani za 9 hodin, ani za 9 dní, ale ani za 9 týdnů, či 9 měsíců. V příspěvku se dále budeme věnovat jiné možnosti urychlení výstavby – strojnímu zdění. Strojní zdění urychluje výstavbu minimálně čtyřnásobně.

Historie strojního zdění

Strojnímu zdění musely historicky předcházet skutečnosti, které strojní zdění umožňují. Tj. navýšení přesnosti a velikosti vápenopískových bloků. To je jedním z prvních předpokladů. Jistě nemá smysl zdít strojně cihly klasického malého formátu, jejichž velikost je koncipována tak, aby se uchopovaly rukou. Druhou takovou podmínkou byl rozvoj stavební chemie a vznik tenkovrstvých malt.

K rozvoji stavební chemie docházelo postupně od 70. let 20. století, také postupně malé formáty cihel nahrazují větší ruční formáty zděné na tenkovrstvou maltu do 3 mm. Postupně také dochází k rozvoji lisovací techniky, která také díky rozvoji výpočetní techniky umožňuje lisování větších a větších zdících bloků. K tomu dochází postupně až do 90. let 20. století. Velké lisy pro velké VPC bloky pro strojní zdění mají průměr pístu lisu přes 0,5 m. Při výrobě bloku pro strojní zdění musí lis tlačít vahou 2500 tun s přesností $\pm 0,5$ mm, čemuž musí odpovídat také příslušná forma ke každému jednotlivému výrobku.



Obr. 3 Malý kruhový lis pro výrobu vápenopískových cihel ručních formátů



Obr. 4 Moderní lis Dorstener pro výrobu formátů KS-QUADRO pod tlakem 2500 tun

První strojní zdění v ČR

První strojní zdění bloků KS-QUADRO bylo realizováno v ČR v roce 2007 při stavbě protipožární zdi ve výrobní hale v Domažlicích. Vápenopískové bloky KS-QUADRO byly po zatření spár sádrovou stěrkou pouze natřeny a neomítány



Obr. 5 První strojní zdění, protipožární zeď hala Domažlice, r. 2007

Výroba materiálu pro strojní zdění

Výrobě materiálu pro strojní zdění předcházela v SRN ve vápenopískovém průmyslu výzkum, na jehož základě byly určeny optimální velikosti zdicích materiálů pro strojní zdění. Zvolen byl oktametrický rastr velikosti $0,5 \times 0,5$ m, protože se ukázalo, že je takto možné postavit většinu zdí realizovaných v pozemním stavitelství.

Menší bloky nedávají žádný smysl z hlediska prováděného zdění, pro přílišné množství operací pokládání zdicího materiálu na zdicí spáru. Naopak větší bloky již způsobují potíže při realizaci celé řady aplikací + problémy v logistice na staveništi. Z toho pohledu je velikost $0,5 \times 0,5$ m optimální. Tyto bloky je možné v jedné operaci osazovat dva najednou, takže vlastně $1 \times 0,5$ m = $0,5$ m² v jednom kroku, což urychluje práci, ale poskytuje dostatečnou flexibilitu, pokud je potřeba osazovat pouze jeden tento blok.

KS-QUADRO E

Výsledkem tohoto výzkumného procesu se stal produkt KS-QUADRO E se základní velikostí rastru $0,5 \times 0,5$ m. Z bloků této velikosti se realizuje více než 90% plochy veškerého zdiva, zbytek do 100 % tvoří doplňky, které jsou k základnímu bloku (1/1) ve velikostech $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{8}$. Dále celý systém je doplněn vyrovnávacími bloky Kimmsteine, které se používají vodorovně pro založení řady a vytvoření libovolného výškového rastru. Bloky Kimmsteine jsou k dispozici v tl. 50, 70, 100, 120 mm a délce 0,5 m. Je tak možné je použít i svisle na dorovnání půdorysného rastru v libovolném rozměru.

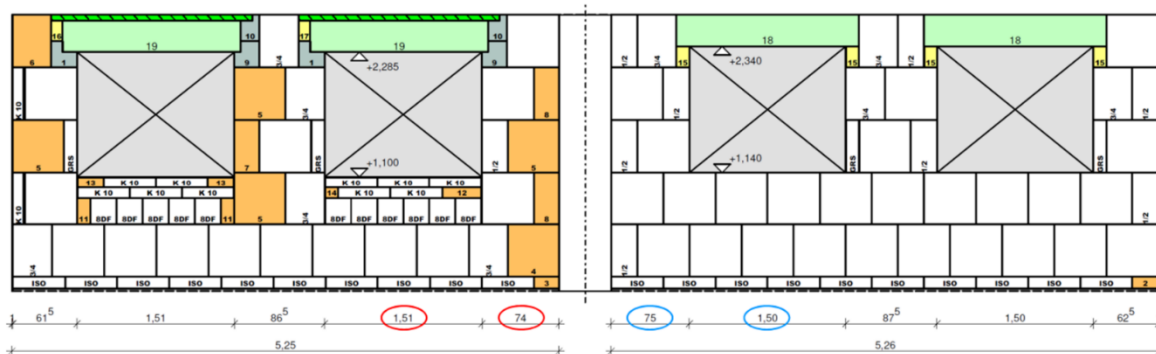


Obr. 6 KS-QUADRO E 1/1, KS-QUADRO E $\frac{3}{4}$, KS-QUADRO E $\frac{1}{2}$

Patentovaný systém KS-QUADRO poté převzalo několik výrobců po celé SRN. Firma Zapf Daigfuss začala tento systém vyrábět v roce 1992. Firma Zapf Daigfuss také vymyslela a začala používat systém elektrokanálů ve VPC. Elektrokanály ve zdivu šetří práci, čas a materiál při provádění elektroinstalace ve zdivu. Zároveň je možné těmito elektrokanály protahovat také stěnové vytápění, chlazení, či rozvod vody.

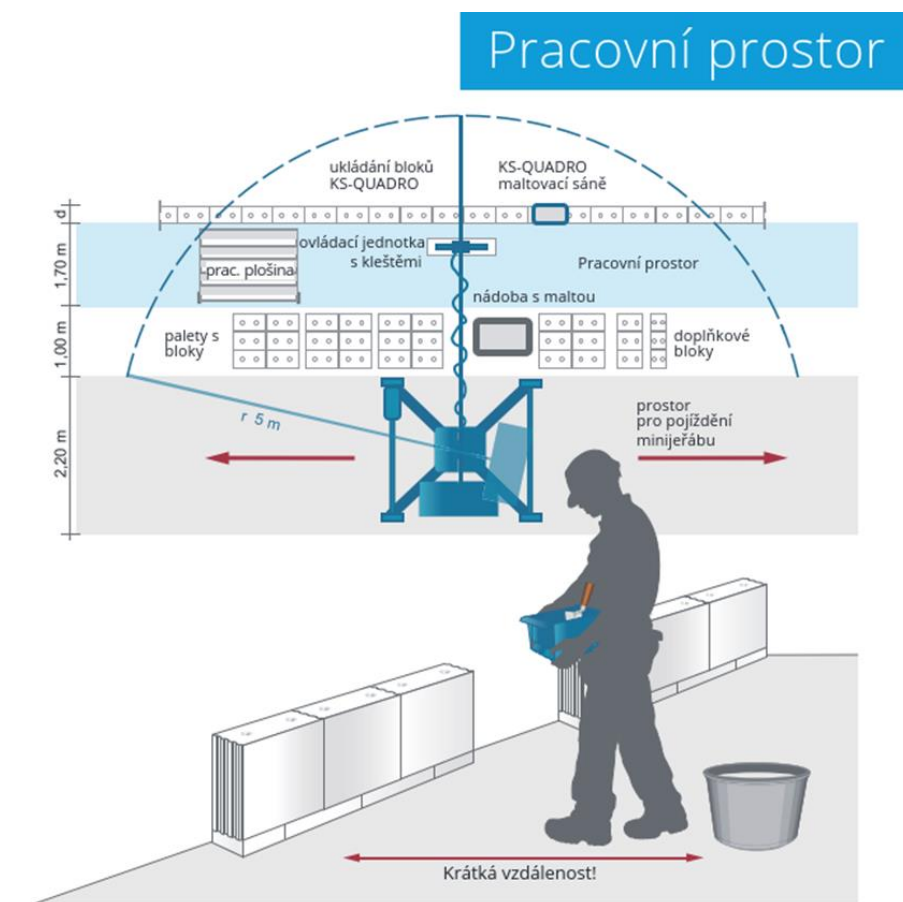
Příprava projektu a stavby pro strojní zdění

Aby bylo strojní zdění efektivní, je nutné v projektové přípravě připravit kladecí plány pro každou stěnu KS-QUADRO PLAN, zároveň se provede optimalizace pro strojní zdění tak, aby na stavbě nedocházelo ke zbytečným prořezům. Vhodné samozřejmě je, aby i v projektové přípravě projektant akceptoval to, co se děje na stavbě a svojí kvalitní prací také přispěl k rychlejšímu a jednoduššímu provedení díla. Postačí relativně jednoduchá věc: projektovat v oktametrickém rastru po 125 mm! Ani takto jednoduchou věc více než polovina architektů/projektantů nedodrží. Ze systému KS-QUADRO lze samozřejmě vyskládat cokoliv, nicméně efektivita stavby se již pak vytrácí a zbytečně to zpomaluje strojní zdění, když velká část bloků – dořezů stejně zdít nelze.



Obr. 7 KS-QUADRO PLAN-optimalizace

Pro přípravu na stavbě je nutné zejména naplánovat vnitrostaveništní logistiku. Materiál pro strojní zdění musí být včas na správném místě, aby nebylo potřeba s minijeřábem pohybovat a pojíždět naprosto zbytečně po celém půdorysu. Stavbyvedoucí, nebo příprava výroby si musí ujasnit postup výstavby s ohledem na použité zdicí mašiny, prostor potřebný pro manipulaci, schůdky. Pro strojní zdění se nepoužívá vnitřní lešení! Přisun materiálu je důležitý faktor, protože s jediným minijeřábem není žádný problém během jednoho dne spotřebovat celý kamion (24 tun!) materiálu... tomu musí odpovídat rychlost podávání palet velkým jeřábem a jejich příprava pro zdění.



Obr. 8 Pracovní prostor pro zdění

Zdicí mašiny pro strojní zdění

Pro strojní zdění se používají nejrůznější stroje již přes 30 let. Ať již jsou to univerzální zdicí stroje vč. hydraulické podlázky a automatického pojezdu, kde není potřeba pojízdných schůdků, nebo jsou to jednoduché malinké jeřáby STEINHERR umístované přímo na pracovní plochu s nosností 100 kg, umožňující zdění středně velkých formátů.

Celá řada kleští k uchopení různých zdicích bloků a materiálů vč. např. překladu funguje zejména na již ve středověku používaném principu samosvorných kleští.



Obr. 9 Univerzální zdicí stroj

Zřejmě zatím v ČR nepoužívanějším strojem je minijeřáb MK 300 nebo MK 400. Skládací minijeřáb s pojezdem a otočnou věží je jednoduché ovládat, zaškolení trvá ca 1,5 hodiny pro pracovníka, který s minijeřábem nikdy nepracoval. Podmínkou pro všechny tyto stroje je mikroposuv při ukládání zdicího prvku. Zdění i ovládání strojů je intuitivní a velmi jednoduché. Zároveň to i pracovníky baví, protože nejsou unaveni a rychle přibývá hotová práce precizní práce, která je za nimi vidět.



Obr. 10 Nasazení minijeřábů MK300

Nejnovější stroje jsou typu STEINREX, u kterých odpadá otáčení závaží a celé věže, ovládat se dají pouze jednou rukou a zároveň mohou pojíždět také nad paletami s materiálem, tj. je tam menší náročnost na pracovní prostor. Je tam také ještě větší produktivita a rychlost.



Obr. 11 Steinrex

Rychlost strojního zdění

U KS-QUADRO to je normově 4 m²/h. U tohoto údaje je zajímavé a důležité to, že je jedno kolik m² váží a také je jedno, o jakou tloušťku zdiva se jedná! Toto není možné určit pro ruční zdění, kde je rychlost zdění závislá na hmotnosti zdících prvků, jejich velikosti, tloušťku stěny...

Normočasy jsou pro zdění v SRN stanovovány zvláštním úřadem a jsou brány opravdu pečlivě, jen namátkou tento normočas zahrnuje: čas potřebný na vnitrostaveništní dopravu, měření stěn na stavbě, rozmíchávání tenkovrstvé malty, založení zakládací řady, provedení rohů, ostění, osazení překladů, samotné zdění, hrubý úklid staveniště i odvoz zbylého materiálu či odpadu. Zároveň jsou také zahrnuty přestávky, např. na domluvu pracovníka s mistrem ohledně dovolené, nebo diskusi nad prováděcím projektem. Také přestávky pracovníků na toaletu, nebo čas potřebný seznámit se s kladecími plány...

V praxi je proto dosahováno rychlosti ještě větší. Z naší první praxe, naprosto nezkušených kancelářských pracovníků, stavějící první rodinný dům víme, že se nám podařilo dosahovat rychlosti 5,5 m²/h. Pokud máme založenou první zakládací řadu a čeká nás zdění vnitřní mezibytové stěny, která je bez otvorů, tj. také bez překladů, není problémem dosahovat v takovém úseku stavby rychlosti 10 m²/h.

Tady je zajímavé srovnání s ručním zděním. Tam je prostě fyzická hranice člověka, kterou překročit nejde. Naopak normočasů často právě z důvodu únavy dosáhnout nejde. Stroj ale záda nebolí, tj. normočas překročit jde a ve skutečnosti je strojní zdění více než 5× rychlejší než ruční zdění. Samozřejmou motivací pro pracovníky je mzda nikoliv za hodinu, ale za odvedenou práci.

Ukázky strojního zdění

Odkazy na videa strojního zdění na internetu:

<https://youtu.be/Y-Farj6V6n4>

<https://youtu.be/tnbpEG1-2kM>

Co brání většímu používání strojního zdění v ČR

S jistotou můžeme říci, že to, co brání rozvoji strojního zdění není nedostatek materiálu, strojů nebo know how. Strojní zdění se v Německu používá naprosto běžně více než 30 let, což je dostatečná doba k tomu, aby to i v ČR nebyla žádná novinka! Zdicí materiál je dostupný od několika dodavatelů, stejně tak strojní vybavení i know how je dlouhé roky k dispozici.

Přesto se drtivá většina zděných objektů zdí „po staru“ rukama. Co tedy ve skutečnosti rozvoje tohoto stavění brání?

1. Hrubá finanční negramotnost lidí spolupracujících na realizaci projektů!

- Soutěžení jednotlivých částí stavby – zvláště práce, zvláště materiál – pouhým poskládáním nejlevnějších dílů nevzniká nejlevnější a nejefektivnější výsledek. Běžný nešvar promítající se také do ceny veřejných zakázek, na každý sebemenší díl stavby se dělá výběrové řízení, pokud někdo ignoruje to, že na strojní zdění je cena práce 5× nižší než na ruční zdění, nikdy se nedopočítá správnému výsledku.
- Ignorování časových nákladů na výstavbu – připraváři a investoři, nebo dodavatelé nejsou schopni vůbec vyčíslit svoje fixní náklady na prodloužení doby výstavby.
- Ignorování souvisejících procesů s danou technologií a nezahrnování těchto souvisejících procesů do kalkulací. Například, pokud ignoruji již zdarma integrované elektroinstalační kanály ve zdivu, tak navíc musím zaplatit: bourání drážek, jejich opětovné zaplnění maltou (práce, materiál), odvoz odpadu, případně jiné provedení omítek – vyšší spotřeba místo použití menší vrstvy omítky na celoplošný homogenní podklad.

2. Neochota se učit nové technologie

- Zaostáváme za vyspělým světem ve stavebnictví...“my to takhle děláme 30 let, tak to tak budeme dělat i dál, je to tak nejlepší...“ Technologie strojního zdění je v sousední zemi známá přes 30 let a pro nás je to stále novinka?
- Příliš málo lidí jezdí „na zkušenou“ na zahraniční stavby. Ano stavebnictví je silně regionální záležitost, ale nedívat se na to, „jak to dělají jinde“ a nepoužívat technologie „od souseda“ je opravdu velká chyba a cesta k dalšímu zaostávání.
- Argument: „my jsme to nikdy nedělali“ (no tak to nedělají ani nadále...), ignorace nových trendů mezi dodavateli, projektanty.

3. Slabá spolupráce ve stavebnictví v řetězci od investora až po uživatele stavby

- K postavení dobré stavby je nutná spolupráce investor-architekt-projektant-dodavatel-uživatel. Velmi často se setkáváme s tím, že dalšího v řetězci, který je potřeba pro postavení stavby prostě nezajímá, co se děje před tím. Např. projektantovi je jedno, jestli se stavba bude zdít ručně či strojně, přitom to má podstatný vliv na cenu i čas realizace stavby. Stejně tak to neřeší dodavatel stavby i když ten by toto měl právě s ohledem na uzavřenou smlouvu z hlediska ceny či realizačního času řešit ještě více než projektant. Pokud chce jít do strojního zdění, ale nemá projektovou přípravu, jak to může poté realizovat, když nejsou s projektantem a investorem na stejné lodi?

Otázky na závěr: Budeme i nadále tahat cihly rukama? A budeme tak i nadále ještě více zaostávat za světem, který my sami nepovažujeme za vyspělý?

Zdroje

- 1 www.kalksandstein.cz.
- 2 www.zapf-daigfuss.de.
- 3 www.kalksandstein.de.
- 4 www.bezstavebnin.cz.
- 5 Fotografie: autor Ing. Martin Konečný, Kalksandstein CZ s.r.o., fotoarchiv Kalksandstein CZ s.r.o.

NAVRHOVÁNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ – NOVÉ NORMY EC 6

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.

Aktiv ČKAIT Statika, mosty a zkušebnictví a ZČU v Plzni

1 Úvod

V současné době je připravována a schvalována druhá generace návrhových norem pro nosné konstrukce staveb, které obecně nazýváme eurokódy. Chtěl bych zde informovat o stavu příprav novely základní normy pro navrhování zděných konstrukcí, jelikož zdivo je stále jednou s nejužívanějších technologií výstavby. Norma je označena ČSN EN 1996-1-1:2022.

Již v listopadu 2022 vyšla novela zmíněné české technické normy ČSN EN 1996-1-1, Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené nevyztužené zděné konstrukce. Norma byla vydána v angličtině. Na konci června obdrželi členové normalizační komise TNK 37 český text normy a zároveň započali práce na konečné verzi národní přílohy normy. Nová norma má být v platnosti od 30. dubna 2024, kdy má nahradit původní normu ČSN EN 1996-1-1 +A1. Je to sice ještě hodně času, ale myslím, že je třeba předem upozornit na některé změny, které norma přinese.

Nová norma zahrnuje celkem 11 kapitol a 11 příloh. Oproti původní normě je rozšířena o 2 kapitoly. Sleduje rozsah původního textu normy pro nevyztužené, předpjaté a vyztužené zdivo. Velká část textu nové normy je obdobou textu a požadavků původní normy. Zavádí ale některá další zpřesnění a doplnění a zejména mění a upravuje většinu příloh.

Uváděna je skupina zdicích prvků označená 1S pro prvky s maximálním objemem všech otvorů 5 %. Jde např. o plně pálené cihly. Rozšiřuje se kapitola pro sevřené a vyztužené zdivo. Zavádí se i zpřesněné postupy ve statickém navrhování stěn jako je výpočet výstřednosti svislé síly anebo účinků momentů na konstrukci. U statických výpočtů bohužel dochází ke změně vzorců pro stanovení svislé únosnosti svislých zděných konstrukcí. Jedná se o výraznou změnu při výpočtu zmenšovacího součinitele Φ_m vlivu štíhlosti a výstřednosti v polovině výšky stěny, uvedenou v příloze F. Mění se rovněž některé definice a tabulky s výpočetními hodnotami, konkrétně např. body stanovující druhy malt či tabulka s hodnotami pevnosti v tahu za ohybu $f_{xk,1}$ pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami. Zde je pro statický návrh podstatné zvýšení hodnoty pevnosti pro zdivo z pálených zdicích prvků podle skupin z 0,10 a 0,15 na 0,15 a 0,20 MPa.

Tento text poukazuje na původní a doplněné požadavky normy na konstrukce, které představují záruku vhodného návrhu a provedení zděné konstrukce pro autorizované osoby. Podrobnější obsah a formulace jsou uvedeny v textu normy. Obsah textu je směřován na obecné podmínky návrhu, nevyztužené zděné konstrukce a obsah příloh.

2 Navrhování zdiva

Zásady navrhování

Základní požadavky pro navrhování zděných konstrukcí jsou uvedeny v části 4 normy. Navrhování musí být provedeno podle obecných pravidel uvedených v EN 1990 a podle specifických návrhových opatření uvedených v EC 6. Základní uspořádání konstrukce, interakce a spojení jejich jednotlivých částí musí zajistit odpovídající stabilitu a robustnost při provádění a užívání konstrukce.

U zděných konstrukcí se musí ověřit mezí stavby únosnosti a použitelnosti pro všechny případy konstrukcí, včetně pomocných prvků použitých ve zdivu. Využije se výběr návrhových situací podle EN 1990. Musí se ověřit všechny v úvahu přicházející návrhové situace včetně posloupnosti odpovídajících stavů konstrukce.

K návrhu zděné konstrukce na zatížení pocházející z jejího běžného užívání se navíc musí zajistit, že existuje opodstatněná pravděpodobnost, že konstrukce nebude poškozena nesprávně použitými nebo mimořádnými účinky neodpovídajícími původním případům zatížení. Tím je myšlen především správně zvolený model fungování zděné konstrukce pro její výpočet a návrh, který odpovídá výkresům a technickému provedení na stavbě. Důležité je doplňující tvrzení, že u žádné konstrukce se nemůže očekávat odolnost proti nepřiměřeným silám a zatížením, odolnost při ztrátě nosného prvku nebo části konstrukce, které by mohly vyvolat extrémní případy.

Spolehlivost a trvanlivost

Pro návrh zděné konstrukce je důležité, že norma uvádí postup k dosažení požadované spolehlivosti. Toho se pro zděné konstrukce se dosáhne tak, že se projekt provede podle této normy a ostatních relevantních Eurokódů. Další podmínkou je provedení konstrukce na stavbě v souladu s návrhem.

V kapitole 6 je uvedeno, že zdicí prvky i malty musí být dostatečně trvanlivé, aby po dobu požadované životnosti konstrukce odolaly konkrétním podmínkám prostředí.

Zdicí prvky

Zdicí prvky jsou uvedeny v normě v části 5 nazvané materiály.

Norma pracuje shodně jako norma předchozí s šesti skupinami zdicích prvků. Zdicí prvky musí splňovat ustanovení těchto norem:

- pálené zdicí prvky podle EN 771-1;
- vápenopískové zdicí prvky podle EN 771-2;
- betonové tvárnice s hutným nebo pórovitým kamenivem podle EN 771-3;
- pórobetonové tvárnice podle EN 771-4;
- zdicí prvky z umělého kamene podle EN 771-5;
- pravidelné zdicí prvky z přírodního kamene podle EN 771-6.

Zdicí prvky se v souladu s EN 771-1 až EN 771-6 deklarují v kategorii I nebo v kategorii II. Zdicí prvky se zařazují do skupin: skupina 1S, skupina 1, skupina 2, skupina 3 nebo skupina 4 pro potřeby použití vztahů a jiných numerických hodnot uvedených v člácích 5.7.1.4(1), (2), (3), (4), (5) a (6) a v článku 5.7.1.5.

Tab. 1 V nové normě ČSN EN 1996-1-1:2022 došlo k přidání sloupce pro skupinu 1S, ostatní údaje zůstávají.

	Materiály a meze zdicích prvků								
	Skupina 1S (všechny materiály)	Skupina 1 (všechny materiály)		Skupina 2	Skupina 3	Skupina 4			
			Zdicí prvky	Svislé otvory		Vodorovné otvory			
Objem všech otvorů (v % objemu zdicího)	≤ 5	≤ 25	Pálené	> 25; ≤ 55	> 25; ≤ 70	> 25; ≤ 70			
			Vápenopískové	> 25; ≤ 55	nepoužívají se	nepoužívají se			
			Betonové ^a	> 25; ≤ 60	> 25; ≤ 70	> 25; ≤ 50			
Objem jednotlivého všech otvorů (v % objemu zdicího prvku)	bez požadavku	≤ 12,5	Pálené	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 2; úchopové otvory celkem do 12,5	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 2; úchopové otvory celkem do 12,5	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30			
			Vápenopískové	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 15; úchopové otvory celkem do 30	nepoužívají se	nepoužívají se			
			Betonové ^a	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30; úchopové otvory celkem do 30	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30; úchopové otvory celkem do 30	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 25			
Deklarované hodnoty tloušťky vnitřních a obvodových žebér (mm)	bez požadavku	bez požadavku		Vnitřní žebro	Obvodové žebro	Vnitřní žebro	Obvodové žebro	Vnitřní žebro	Obvodové žebro
			Pálené	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
			Vápenopískové	≥ 5	≥ 10	nepoužívají se	nepoužívají se	nepoužívají se	nepoužívají se
	Betonové ^a	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20		
Deklarované hodnoty tloušťky vnitřních a obvodových žebér ^c (v % celkové šířky zdicího prvku)	bez požadavku	bez požadavku	Pálené	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
			Vápenopískové	≥ 20		nepoužívají se		nepoužívají se	
			Betonové ^a	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

^a Skupiny 1 a 1S mohou obsahovat prohlubně, například otvory pro úchyty nebo drážky na čelech lože, pokud mají být tyto prohlubně v hotové stěně vyplněné maltou.

^b Při zužujících se nebo komůrkových otvorech se použije průměrná hodnota tloušťky žebra vnitřního nebo obvodového.

^c Souhrnná tloušťka je součet tlouštěk všech vnitřních a obvodových žebér, měřených vodorovně v odpovídajícím směru. Zkouška se považuje za zkoušku typu a opakuje se jen tehdy, pokud dochází k zásadní změně návrhu rozměrů zdicího prvků.

Skupina 1S se používá v EN 1996-1-2. Obvykle výrobce uvádí skupiny a/nebo příslušné geometrické vlastnosti svých výrobků. V normě jsou všechny kapitoly vztahované ke zdicím prvkům skupiny 1 aplikovatelné i pro zdící prvky skupiny 1S.

Zdicí prvky mimo limity geometrických vlastností uvedených v normě v tab. 5.1 (viz *tab. 1*) mohou být použity pro zdivo navrhované podle této normy s tím, že jeho mechanické charakteristiky byly získány zkouškami nebo jsou dostupné databáze výsledků zkoušek pro příslušný typ zdiva a projekt.

Vlastnosti zdicích prvků

Pevností v tlaku zdicích prvků, uvažovanou při návrhu, je normalizovaná průměrná pevnost v tlaku f_b .

Normalizovaná průměrná pevnost v tlaku je:

- buď hodnota, kterou deklaruje výrobce podle příslušné výrobní normy,
- nebo hodnota vypočtená převodem pevnosti v tlaku postupem uvedeným v normě EN 772-1:2011 + A1:2015, příloha A (Přepočtení pevnosti v tlaku zdicích prvků na normalizovanou průměrnou pevnost v tlaku).

Jestliže výrobce deklaruje normalizovanou pevnost v tlaku zdicích prvků jako charakteristickou pevnost jinou než průměrnou, převede se na ekvivalentní průměrnou pevnost zdicích prvků. Rovinnost a rovnoběžnost ložných ploch zdicích prvků musí být přiměřená pro použití tenkých spár ve zdivu.

Malty

Malty jsou uvedeny v části 5.2 normy.

Vlastnosti malt pro zdění průmyslově vyráběných a zčásti připravených průmyslově nebo malt staveništních musí vyhovovat EN 998-2. Staveništní malty musí vyhovovat EN 1996-2.

Malty pro zdění se rozdělují do tříd podle své pevnosti v tlaku udané v N/mm^2 . Předpisové malty pro zdění mají popsán poměr svých složek a smí být spojeny s hodnotou jejich pevnosti v tlaku. Obvyklé malty pro zdění mohou být buď jako návrhové malty podle EN 998-2 nebo předpisové malty podle EN 998-2. Malty pro tenké spáry a lehké malty mají být návrhové malty podle EN 998-2. Pevnost v tlaku malty pro zdění f_m se stanoví podle EN 1015-11.

Vlastnosti materiálů a výrobků

Hodnoty vyjadřující vlastnosti materiálů a stavebních výrobků a jejich geometrických údajů, které se používají při navrhování, mají odpovídat hodnotám v příslušných evropských normách EN, v evropských technických specifikacích (TS) nebo podle transparentního a reprodukovatelného posouzení odpovídajícího všem požadavkům evropských dokumentů pro posuzování (EAD), pokud se v normě neuvádějí jiné pokyny. Mechanické vlastnosti zdiva je možno stanovit zkouškami.

Navrhování pomocí zkoušek

Norma v části 4.5 uvádí, že **mechanické vlastnosti zdiva je možno stanovit zkouškami**. To je prostor pro zkoušky zdiva prováděné výrobcem při zavádění výrobků a technologií mimo rámce normy.

2 Statický výpočet nosných prvků

Během statického výpočtu svisle zatížených stěn je třeba přihlížet k těmto skutečnostem:

- ke svislým zatížením přímo působícím na stěny;
- k účinkům II. řádu;
- k výstřednostem vypočteným na základě znalostí o uspořádání stěn, spolupůsobení stropů a ztužujících stěn;
- k výstřednostem pocházejícím z nepřesností provádění a z rozdílných vlastností materiálů v jednotlivých komponentech.

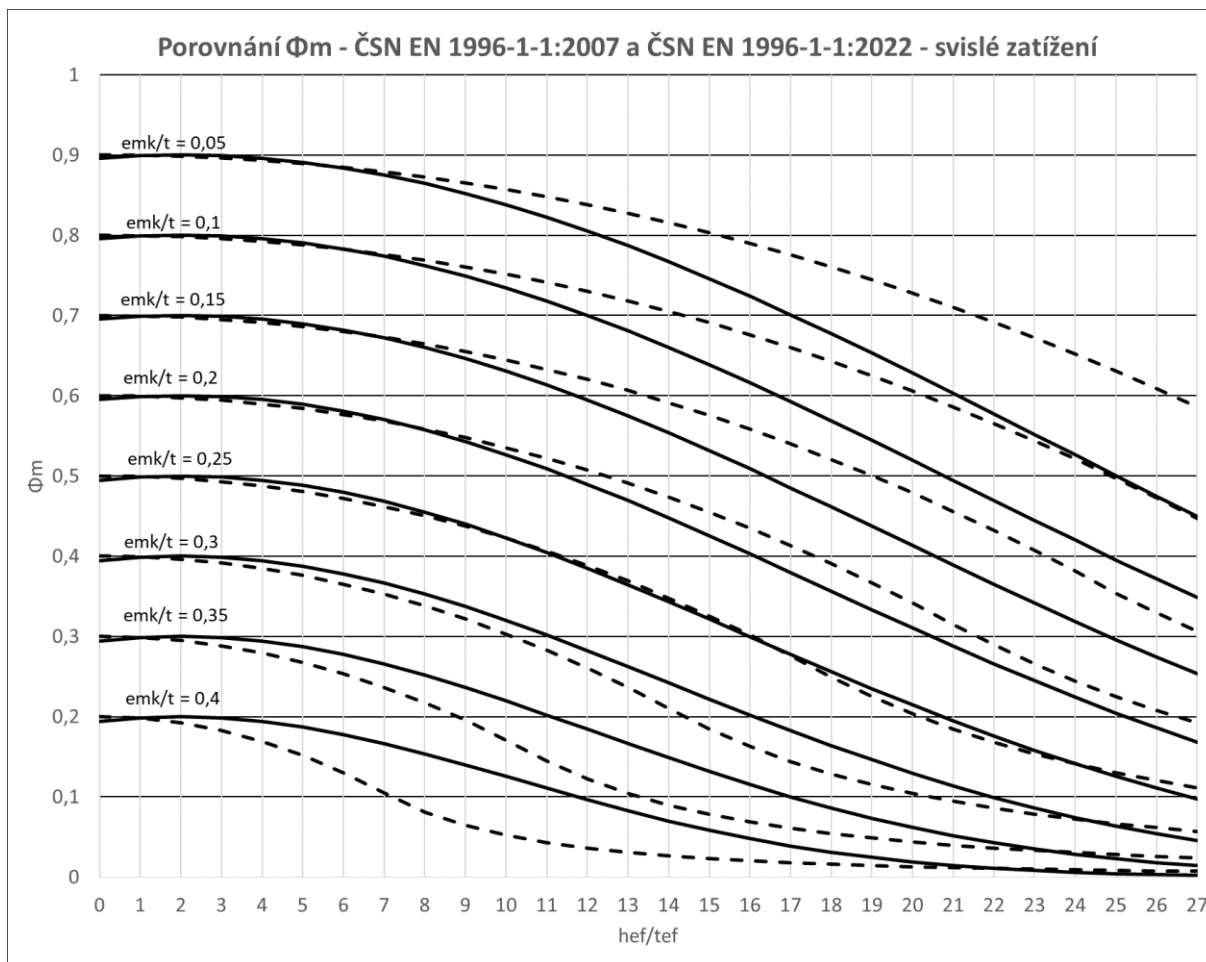
Vnitřní síly lze počítat na základě materiálových vlastností uvedených v kapitole 5, vzít v úvahu chování spár a dle zásad stavební mechaniky, založených buď na lineárním, nebo na nelineárním chování konstrukce. Zjednodušená metoda výpočtu ohybových momentů ve stěnách je uvedena v Příloze C.

Počáteční výstřednost e_{init} se musí uvažovat po celé výšce stěny, aby se tím přihlédlo k nepřesnostem jejího provádění. Nesmí být menší než $h_{ef}/450$, kde h_{ef} je vzpěrná výška stěny vypočtená podle článku 7.5.1.3. Štíhlostní

poměr nosné zděné stěny obdržíme, když vydělíme hodnotu vzpěrné výšky h_{ef} vypočtené podle 7.5.1.3 hodnotou její účinné tloušťky t_{ef} vypočtené podle 7.5.1.4.

Při stanovení účinné výšky nosné stěny se musí přihlížet k relativní tuhosti částí konstrukce spojených se stěnou a k účinnosti tohoto spojení. Stěna může být vyztužena prostřednictvím stropů, střechy, vhodně uspořádaných příčných stěn a jiných, stejně tuhých nosných prvků, které jsou se stěnou spojeny.

Pro výpočet zmenšovacího součinitele jsou uváděny v příloze D nové vzorce v závislosti na výstřednosti svislé síly a štíhlosti stěny. Porovnání hodnot původních a nových součinitelů pro převážně svislé zatížení je na obr. 1. Z grafu je vidět, že hodnota zmenšovacího součinitele mírně narůstá od štíhlostního poměru 10 a pro excentricitu po 0,2 t . Naopak, pro vysoké excentricity os 0,3 t se hodnota součinitele výrazně snižuje.



Obr. 1 Porovnání hodnot původních a nových zmenšovacích součinitelů ϕ_m pro převážně svislé zatížení při různých poměrech excentricity e_{mk} a tloušťky zdiva t , resp. t_{ef}

Mezní stavy únosnosti

Ověření mezních stavů únosnosti se musí provést v souladu s kapitolou 8 normy věnovanou výpočtům únosnosti. Návrhové hodnoty nepřímých účinků pocházejících od spolupůsobících komponentů nebo jiných materiálů se stanoví s použitím příslušné normy a s použitím dílčích součinitelů zatížení. Hodnoty dílčích součinitelů zatížení se stanoví z EN 1990.

Návrhová hodnota vlastnosti materiálu se stanoví jako podíl charakteristické nebo deklarované hodnoty a příslušného dílčího součinitele materiálu γ_M . Hodnoty dílčích součinitelů materiálu γ_M se používají pro mezní stav únosnosti v normálních (buď ve stálých nebo v přechodných) situacích nebo v mimořádných situacích. Hodnoty γ_M jsou uvedeny v tabulce 4.1 (NSP) normy, pokud nejsou v Národní příloze (NP) uvedeny jiné hodnoty.

Dílčí součinitele materiálu pro zděné budovy podle tabulky 4.1 normy jsou následující:

A Zdicí prvky kategorie I a návrhová malta a	2,0
B Zdicí prvky kategorie I a předpisová malta b	2,2
C Zdicí prvky kategorie II a jakákoli malta a, b, e	2,5
D Kotvení ocelové výztuže	2,2
E Betonářská a předpínací výztuž a výztuž ložných spár	1,15
F Pomocné prvky c, d	2,2
G Překlady podle EN 845-2	2,0

Hodnota součinitele γ_M může být navázána na úroveň kontroly provádění. Doporučení pro výběr hodnot dílčích součinitelů γ_M v návaznosti na úroveň kontroly provádění jsou uvedeny v Příloze A normy.

Mezní stavy použitelnosti

Ověření mezních stavů použitelnosti se musí provést v souladu s kapitolou 9 normy. Hodnota dílčího součinitele spolehlivosti γ_m pro mezní stav použitelnosti je rovna 1,0. V případech mezních stavů použitelnosti, kde jsou dána zjednodušená pravidla, se lze podrobnému výpočtu s využitím kombinací zatížení vyhnout. Pro mezní stavy použitelnosti se uvádějí vynucená přetvoření jako odhadnuté hodnoty.

3 Uspořádání zdiva

Zdicí prvky musí být vhodné pro typ zdiva, jeho umístění a požadavky na jeho trvanlivost. Malta, výplňový beton a výztuž musí být vhodné pro použitý druh zdicích prvků a požadovanou trvanlivost.

Zdicí malty používané v sevřeném a vyztuženém zdivu nemají mít průměrnou pevnost v tlaku $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$; v případě použití prefabrikované výztuže ložných spár nemá být f_m menší než 2 N/mm^2 .

Nejmenší tloušťka stěny zůstává definována jako v původní normě. Musí být navržena taková, aby stěna byla dostatečně robustní. Nejmenší tloušťka nosné stěny t_{\min} musí odpovídat výsledkům statického výpočtu podle této normy.

Pozn.: Hodnota t_{\min} je výsledkem statického výpočtu, pokud v národní příloze není uvedeno jinak. Viz národní příloha NA.2.14. V ČR platí doporučené hodnoty $t_{\min} = 140 \text{ mm}$ pro nosné stěny a $t_{\min} = 90 \text{ mm}$ pro přízdívky.

Nejmenší plocha příčného řezu nosné stěny zůstává jako dříve alespoň $0,04 \text{ m}^2$ po odečtení ploch drážek a výklenků.

Vazba zdiva. Zdicí prvky musí být spojeny maltou v souladu s osvědčenými pravidly. Zdicí prvky ve stěně z nevyztuženého zdiva se musí po vrstvách převázat tak, aby se stěna chovala jako jeden nosný prvek. U nevyztuženého zdiva závisí vzájemné přesahy zdicích prvků (viz obr. 10.1 v normě) na jejich výšce h_u :

- u zdicích prvků o výšce $h_u < 250 \text{ mm}$ je přesah $\geq 0,4 h_u$, nejméně však 40 mm ;
- u zdicích prvků o výšce $h_u > 250 \text{ mm}$ je přesah $\geq 0,2 h_u$, nejméně však 100 mm .

Věnce

Návrhová síla pro návrh výztuže pozedního věnce je zvýšena z 45 kN na 50 kN . Není zde již omezení plochou výztuže.

4 Závěr

Podmínky pro užívání normy stanoví text její národní přílohy, která vejde v platnost s termínem účinnosti nové normy. Lze přepokládat, že národní příloha nebude nějak zásadně upravovat text normy, jak tomu bylo i u původní normy pro navrhování zděných konstrukcí

Pro bližší seznámení s novou normou se do doby její účinnosti uvažuje o edukativní činnosti. Tím je myšlena příprava a průběh samostatné konference a seminářů pořádanými ČKAIT, vysokými školami a technickou normalizační komisí TNK 37.

5 Přílohy, normy a jejich stručný obsah

Všechny přílohy mají informativní charakter.

Příloha A

Dílčí součinitele vztahující se k provádění stavebních prací

Jedná se o nově koncipovanou přílohu nahrazující původní přílohu pro dílčí součinitele podle provádění stavebních prací.

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k tomu, co je uvedeno v článku 4.4.4 pro dílčí součinitele materiálů γ_M pro mezní stav únosnosti. Příloha specifikuje základní podmínky, které mají být vzaty v úvahu, když se dílčí součinitele materiálu vztahují k jakosti provádění. Uvádí podrobnější tabulku s doporučenými hodnotami dílčího součinitele materiálu pro zděné budovy se zvýšenou úrovní regulace.

Příloha B

Metoda výpočtu účinků druhého řádu

Jedná se o novou přílohu nahrazující původní přílohu věnovanou metodě výpočtu výstřednosti ztužujícího jádra. Příloha poskytuje doplňkový návod k tomu, co je uvedeno v článku 7.4 normy pro výpočet účinků druhého řádu prostřednictvím zvětšujícího součinitele momentu. Tato informativní příloha specifikuje metody výpočtu účinků druhého řádu ztužujících prvků, které nevyhovují ustanovení 7.4 (2). Zahrnuje výpočet celkového momentu zahrnujícího účinky druhého řádu.

Příloha C

Zjednodušená metoda výpočtu výstřednosti zatížení stěn

Jedná se o upravenou a doplněnou původní přílohu.

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k článku 7.5.1.1 normy pro výpočet účinků mimostředního zatížení ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny.

Specifikuje metody výpočtu účinků mimostředního zatížení ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny ve styku strop – stěna (lokální analýza) v různých situacích. Tyto metody se ale nepoužívají pro globální konstrukční analýzu budovy.

Příloha nyní obsahuje následující zásadní zpřesnění, s nimiž lze uvažovat u železobetonových a dřevěných stropů:

- průřezy bez trhlín;
- zpřesněný vzorec pro výpočet momentů ve styku stěna – strop;
- průběhy momentů po stěně;
- poloha reakce od stropu v jedné třetině jeho uložení;
- částečné uložení stropu na stěně a jeho omezení pro výpočet (polovina tloušťky stěny nebo výpočet s vhodným modelem).

Volba vhodného modelu je na projektantovi, norma pouze uvádí, co lze využít.

Příloha D

Součinitele ohybového momentu α_2 pro jednovrstvé, příčně zatížené stěny

Příloha je obdobou původní přílohy E.

Poskytuje doplňkový návod k článku 7.5.7.2 normy pro výpočet součinitelů ohybového momentu pro příčně zatížené stěny. Tato informativní příloha uvádí tabulky s hodnotami součinitelů ohybového momentu α_2 pro různé podmínky podepření. Obsahuje tabulky D.1 až D.12 pro příčně zatížené stěny tloušťky menší nebo rovné 250 mm.

Příloha E

Mezní hodnoty poměrů výšky k tloušťce a délky k tloušťce nevyztužených stěn a stěn vyztužených pouze předem zhotovenou výztuží ložných spár z hlediska mezního stavu použitelnosti

Příloha je obdobou předchozí přílohy F původní normy.

Příloha poskytuje doplňkový návod k článkům 7.5.7.3 (1) a 9.2 (5) normy pro navrhování příčně zatížených stěn. Tato informativní příloha specifikuje meze pro štíhlost příčně zatížených stěn s různými podmínkami poděpení ve vztahu k meznímu stavu použitelnosti. Používá se pro stěny s tloušťkou větší nebo rovnou 100 mm. Určuje formou obrázků, grafů a tabulek mezní hodnoty poměrů výšky k tloušťce a délky k tloušťce zdíva.

Příloha F

Zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti

Jedná se o přílohu s novým obsahem. Porovnání původních a nových hodnot zmenšovacích součinitelů je uvedeno na *obr. 1* a *2*.

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k tomu, co je uvedené v člancích 8.2.2 (4) a 8.5.4 (2) pro zmenšení únosnosti stěn vystavených převážně účinkům svislého zatížení a kombinaci svislého a bočního zatížení v důsledku účinků druhého řádu. Příloha specifikuje nově metodu stanovení součinitele pro zmenšení únosnosti v polovině výšky stěny. K dispozici jsou nyní dvě výpočetní metody v závislosti na působícím zatížení. Jedná se o působení na zděnou konstrukci převážně svislým zatížením a působení svislým zatížením a bočním tlakem.

Konkrétní vzorce pro výpočet zmenšovacího součinitele ϕ_m mají v normách ČSN EN 1996-1-1:2007 a ČSN EN 1996-1-1:2022 následující znění a grafické znázornění:

- a) výpočetní vzorce a grafické znázornění zmenšovacího součinitele Φ_m podle původní normy ČSN EN 1996-1-1:2007, příloha G.

Vzorec pro výpočet zmenšovacího součinitele při vlivu štíhlosti a excentricity:

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

kde

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t};$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}};$$

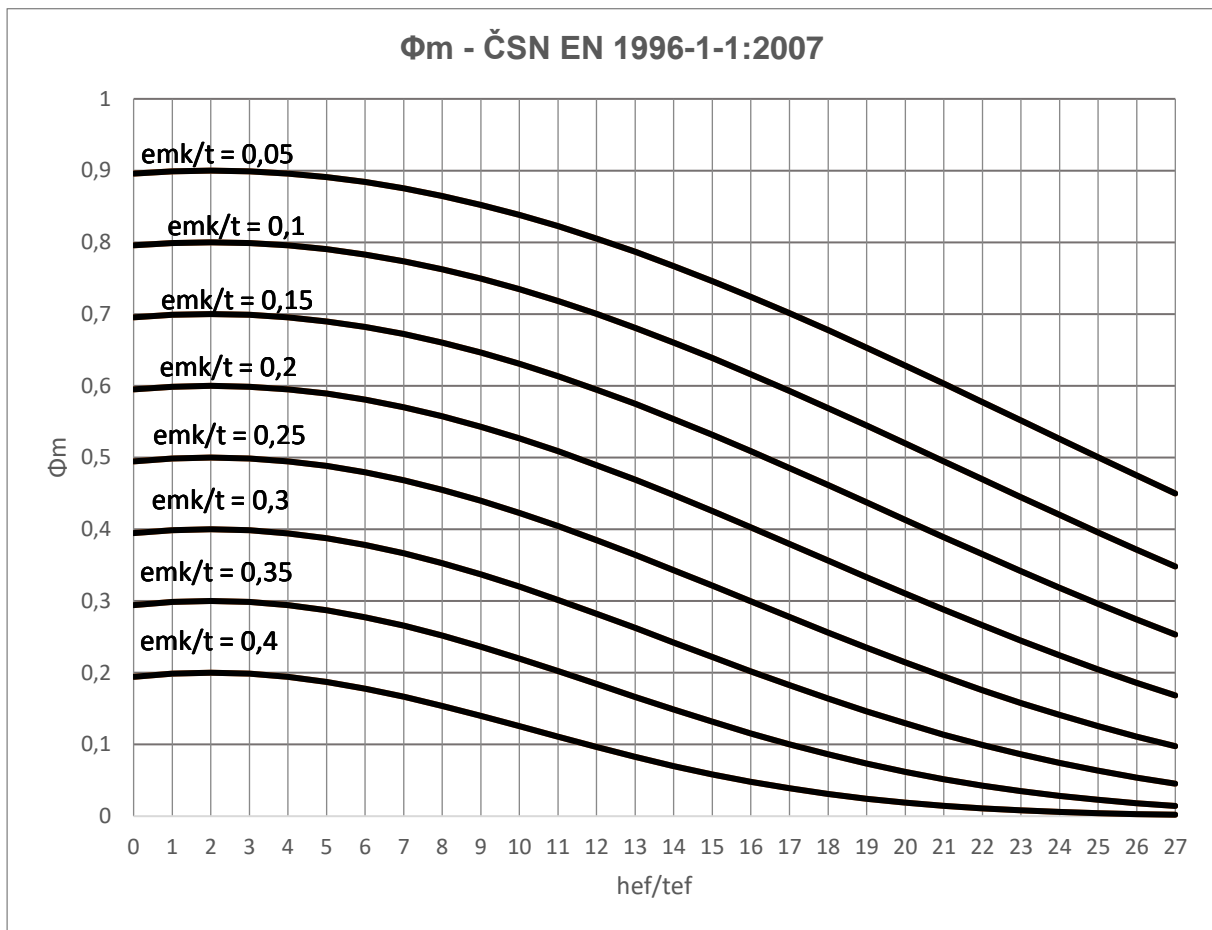
$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

Pro $E = 1000 f_k$ lze upravit vztah:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}};$$

a pro $E = 700 f_k$ pak:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}}$$



Obr. 2 Součinitel Φ_m v závislosti na štíhlosti při různé výstřednosti pro $E = 1\,000 f_k$ podle původní normy ČSN EN 1996-1-1:2007

b) Výpočet vzorce a grafické znázornění zmenšovacího součinitele Φ_m pro stěny namáhané převážně svislým zatížením dle nové normy ČSN EN 1996-1-1:2022, příloha F.

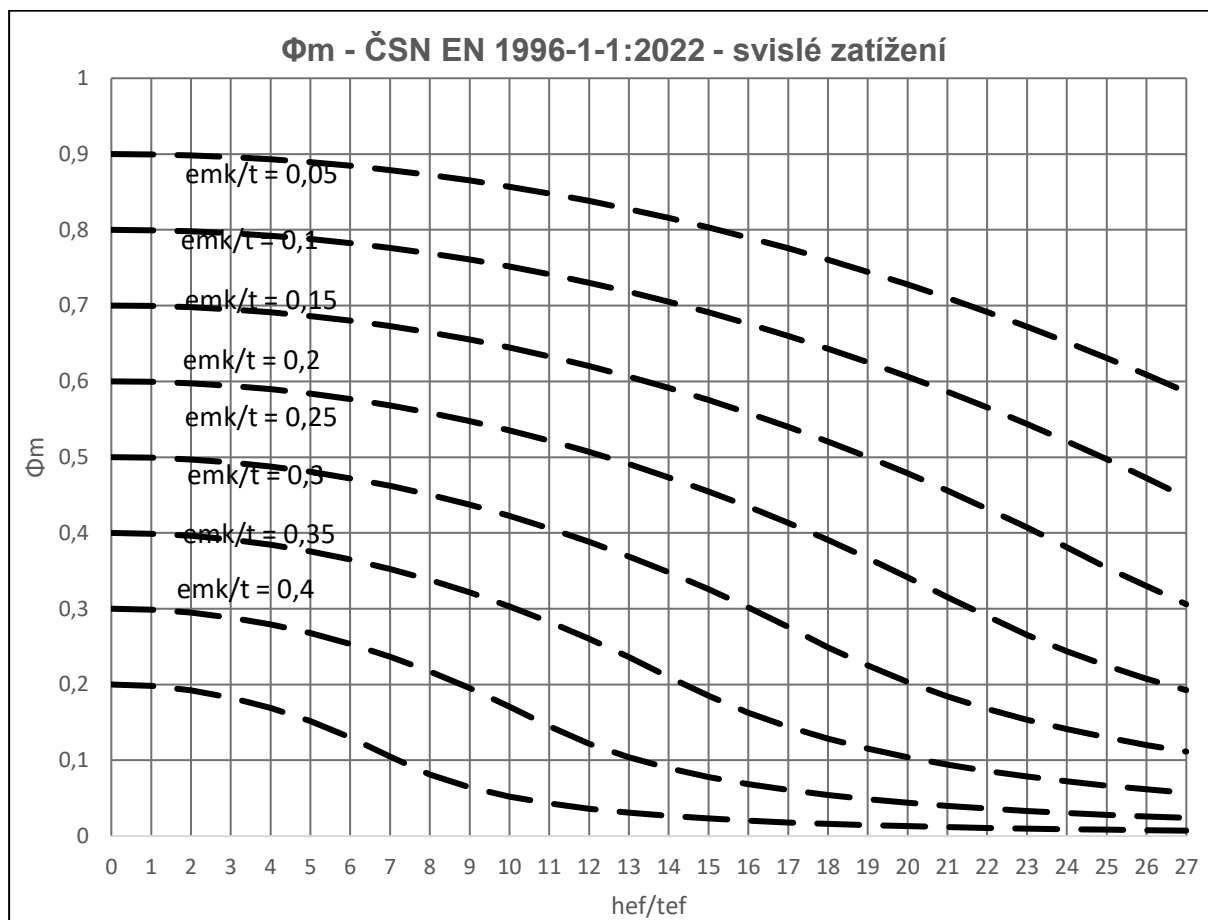
Pro stanovení hodnoty součinitele jsou zde nyní normou stanoveny dva vzorce. Jejich použití je odvislé od velikosti štíhlosti λ a excentricity svislé síly.

$$\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58A_1} & \text{pro } \lambda < 1,14A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{pro } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases}$$

kde

$$\text{součinitel } A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t};$$

$$\text{štíhlost } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}.$$



Obr. 3 Součinitel Φ_m v závislosti na štíhlosti při různé výstřednosti pro $E = 1\,000 f_k$ podle nové normy ČSN EN 1996-1-1:2022

c) Výpočetní vzorce a grafické znázornění zmenšovacího součinitele Φ_m pro stěny namáhané kombinací svislého a bočního zatížení je uveden v příloze F normy EC 6 (ČSN EN 1996-1-1:2022).

Pro stanovení hodnoty součinitele A_1 jsou zde nyní normou stanoveny dva vzorce. Jejich použití je odvislé od velikosti štíhlosti λ a poměru zatížení ν .

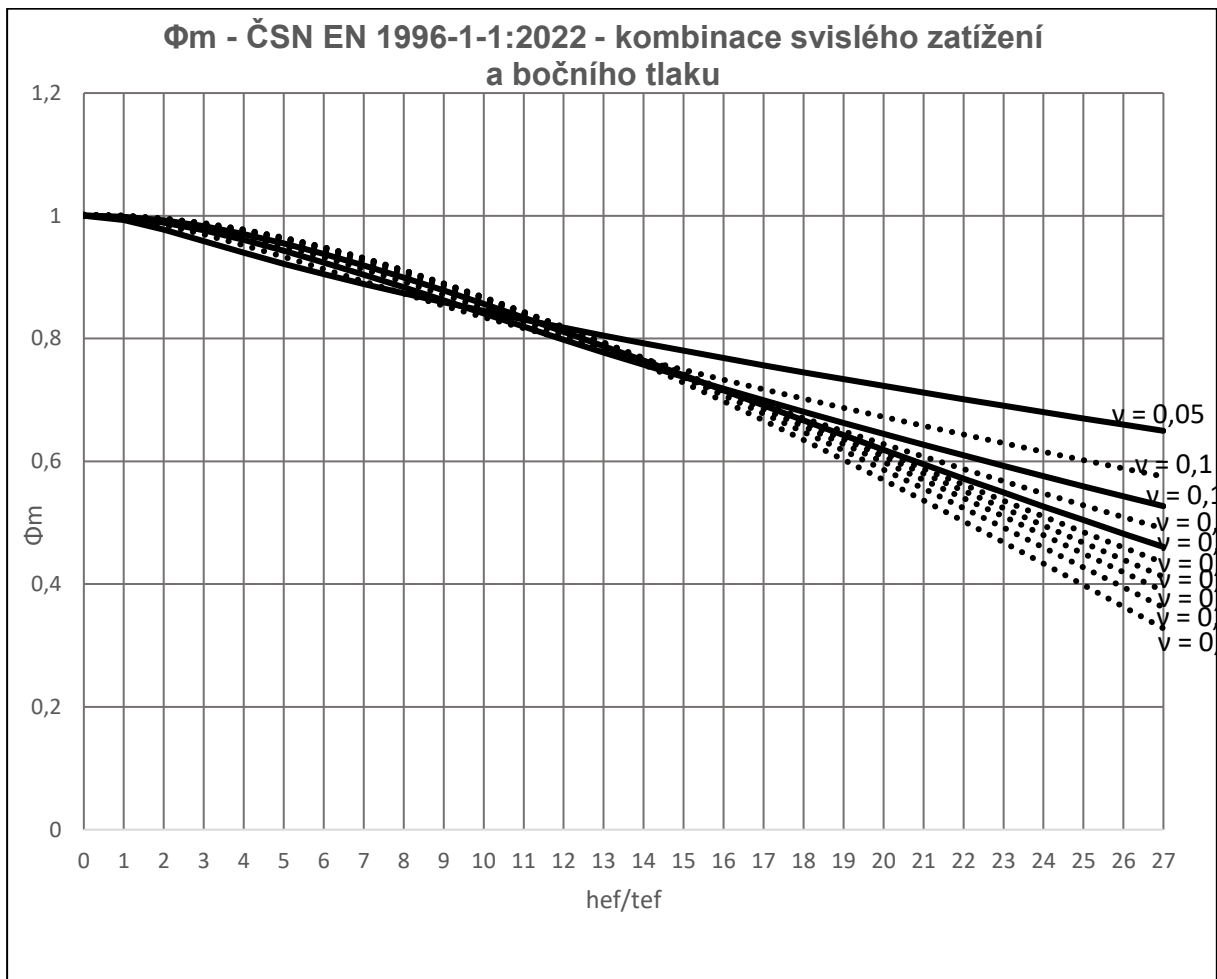
$$\Phi_m = \frac{1 - A_1}{1 - \nu}$$

kde

$$\text{součinitel } A_1 = \begin{cases} \frac{2,58\nu + \sqrt{(2,58\nu)^2 + 10,33\lambda^2}}{5,17} & \text{pro } \lambda < 1,14A_1 \\ \left(\frac{\lambda^2\nu}{0,65}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{pro } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases};$$

$$\text{štíhlost } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}},$$

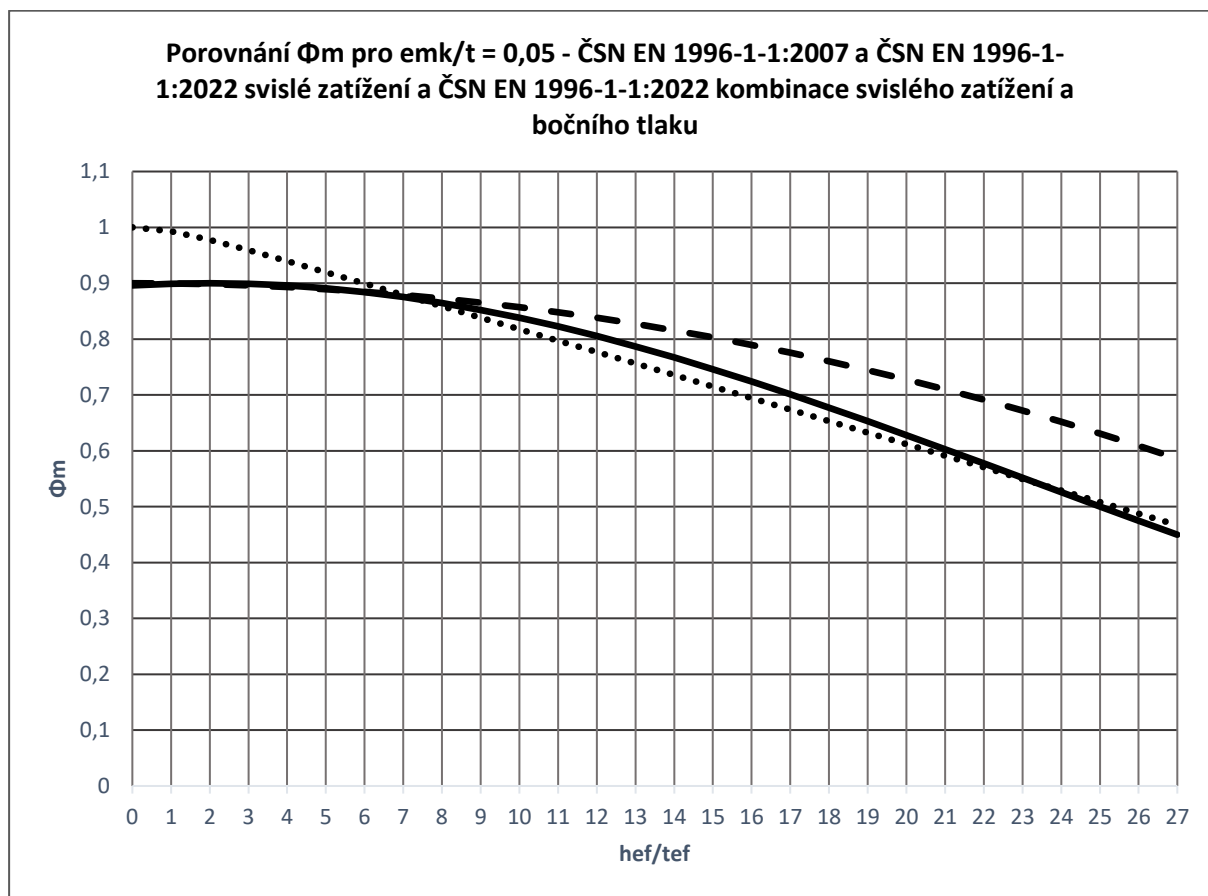
$$\text{poměr zatížení } \nu = \frac{NEd}{Af_d}, \text{ kde } A \text{ je plocha stěny.}$$



Obr. 4 Součinitel Φ_m v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E = 1\,000 f_k$ (převzato z ČSN EN 1996-1-1)

Pro poukázání na změny ve výpočtu zmenšovacího součinitele je dále provedeno porovnání těchto výpočtů podle ČSN EN 1996-1-1:2007 a nově vydané ČSN EN 1996-1-1:2022:

Graf na obr. 5: Porovnání součinitele Φ_m pro $e_{mk}/t = 0,05$ v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E = 1000 f_k$ pro původní normu ČSN EN 1996-1-1:2007, plná čára podle výpočtu za a), a novou normu ČSN EN 1996-1-1:2022 1. metodou, čárkovaná čára podle výpočtu za b), a 2. metodou, tečkovaná čára podle výpočtu za c).



Obr. 5 Porovnání hodnot zmenšovacího součinitele podle původní normy a nové normy při působení převážně svislého zatížení a kombinaci svislého zatížení a bočního tlaku pro nejmenší uvažovanou výstřednost 0,05 tloušťky zdiva t_{ef} .

Příloha G

Úprava bočního zatížení stěn podepřených po třech nebo čtyřech okrajích a zatížených vodorovným zatížením kolmo k rovině stěny a svislým zatížením

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k tomu, co je uvedeno v článku 7.5.7.2 (1) pro úpravu součinitele ohybového momentu. Specifikuje metodu stanovení zmenšení příčného zatížení pro případ, kdy je stěna ověřována na svislou stabilitu následkem jedné nebo dvou podpor podél svých svislých hran. Obsahuje výpočet zmenšovacího součinitele pro příčné zatížení.

Příloha H

Vyztužené zděné prvky namáhané smykem: zvětšení návrhové pevnosti zdiva ve smyku f_{vd}

Tato informativní příloha specifikuje metodu stanovení zvětšení návrhové pevnosti zdiva ve smyku f_{vd} vyztužených zděných prvků, aby se umožnil výskyt svislé výztuže pro případ, kdy je příspěvek smykové výztuže ignorován ($V_{Rd2} = 0$). Tato metoda se používá pouze pro stěny nebo nosníky tam, kde je hlavní výztuž rozmístěna v kapsách, v jádrech nebo dutinách zaplněných betonem, jak je uvedeno v kap. 5.3 normy, a s pevností malty nejméně 5 N/mm².

Příloha I

Návrhová metoda pro zděné prvky tvarově složitějšího komplexního průřezu vystavené převážně svislému zatížení

Jedná se o obsahově novou přílohu normy, která zahrnuje návrhovou metodu pro zděné tvarově složitější prvky.

Příloha poskytuje doplňkový návod k článku normy uvedenému v 8.1 (5) pro návrhový přístup zděných prvků komplexního průřezu podle teorie pružnosti. Tato informativní příloha specifikuje návrhová pravidla pro zděné prvky jednotného tvarově složitého komplexního průřezu různého tvaru, podléhající pravidlům 1.2.2 a 1.2.3, pokud je lze považovat za konstrukční prvky pro návrhové účely.

Příloha J

Postup pro stěny zatížené kombinací bočního zatížení a svislého zatížení beroucí v úvahu vybočení v důsledku svislého zatížení a ohybovou pevnost

Příloha zahrnuje postup pro stěny zatížené kombinací bočního zatížení a svislého zatížení. Jedná se o postup, který uvažuje s hodnotou napětí zdiva v tahu na rozdíl od obvykle uvažovaného jeho vyloučení – viz článek normy 8.1 (4).

Použití této informativní přílohy poskytuje doplňkový návod k článku normy, uvedenému v 8.5.3, pro ověření únosnosti stěny. Příloha specifikuje metodu stanovení únosnosti stěny při zahrnutí účinku vybočení při svislém zatížení, a to s uvážením jeho výstřednosti, tj. pro kombinaci tlaku a ohybu. Vypočte se napětí působící na jedné straně průřezu v tlaku a na druhé straně v tahu a porovnává s odpovídajícími návrhovými pevnostmi zdiva, na tlačené straně v tlaku f_d a v tahu za ohybu f_{sd1} .

Příloha K

Průměrné materiálové vlastnosti

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k textu uvedenému v částech normy 5.7 a 5.8. Jedná se o stanovení průměrných materiálových vlastností a přetvoření zdiva.

Zahrnuje stanovení průměrné pevnosti zdiva v tlaku třemi způsoby:

- ze zkoušek vzorků zdiva s odkazem na postup podle normy EN 1052-1;
- ze zkoušek na projektu nebo dostupné databáze zkoušek;
- v případě nedostatku výsledků zkoušek určení z charakteristické pevnosti zdiva v tlaku za předpokladu $f_{mm} = 1,2 f_k$.

6 Obrazová příloha – z prezentace na konferenci





Základní požadavky na stavby podle paragrafu 145 nového stavebního zákona (SZ)

- Stavba musí být **navržena a provedena** tak, aby byla **vhodná pro určené využití** a **po celou dobu trvání plnila** při běžné údržbě a působení běžně předvídatelných vlivů **základní požadavky na stavby**, kterými jsou

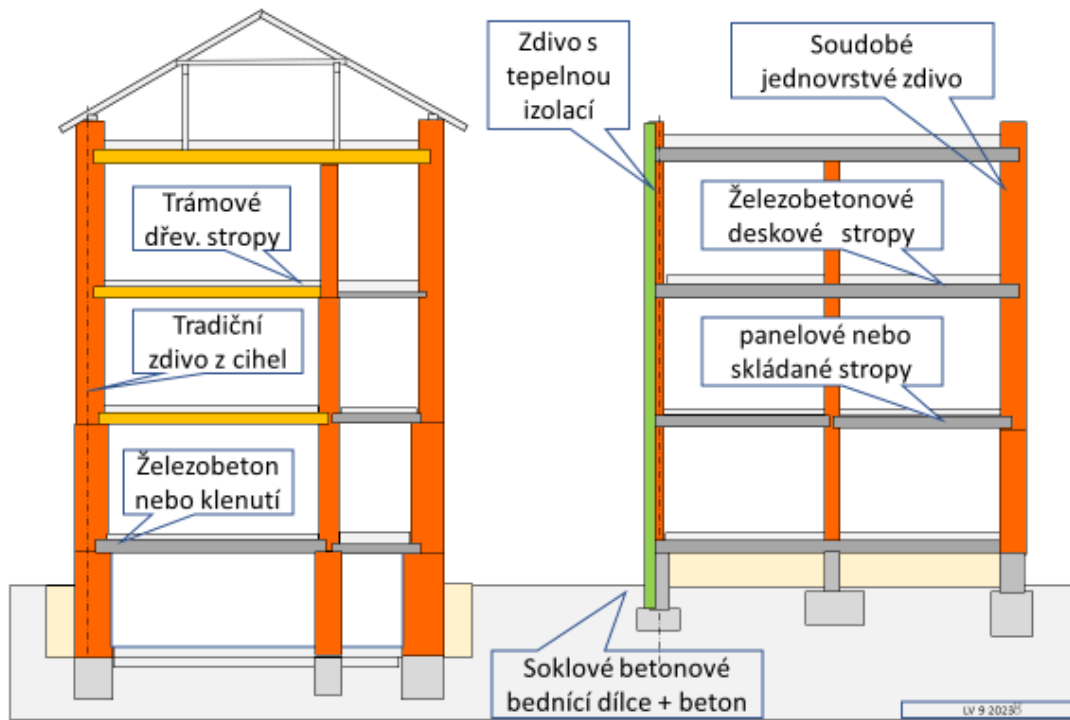
- mechanická odolnost a stabilita,
- požární bezpečnost,
- ochrana zdraví,
- ochrana životního prostředí,
- bezpečnost při užívání, provozu a údržbě,
- úspora energie,
- udržitelné využívání přírodních zdrojů.



Srovnání starších a současných zděných staveb

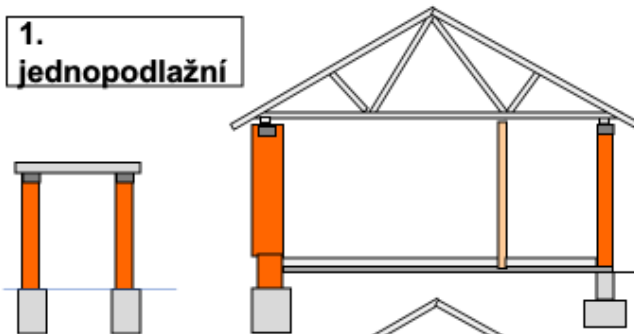
Tradiční zděná stavba

Současná stavba

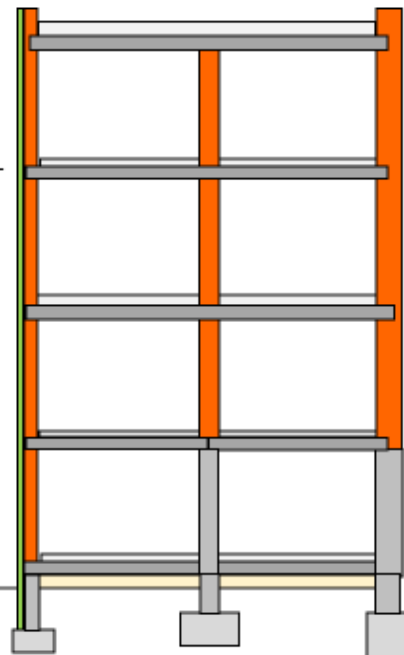


Současná zděná výstavba a její typy podle vlivu na statiku

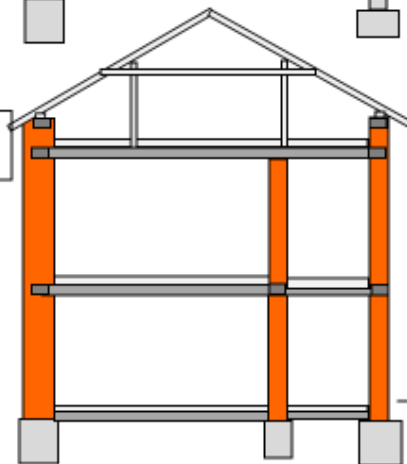
1. jednopodlažní



3. vícepodlažní



2. nízkopodlažní



LV 9 2025

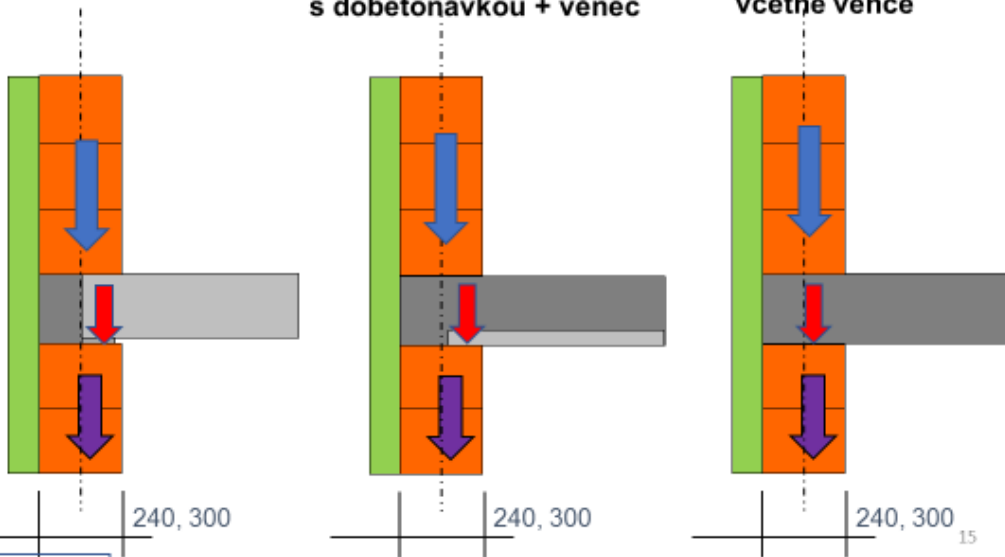
Příklady běžné zateplené stěny a styku se stropem

1. Jednotlivé nosníky + věnec

2. Panel + věnec

2. Skládaný strop s dobetonávkou + věnec

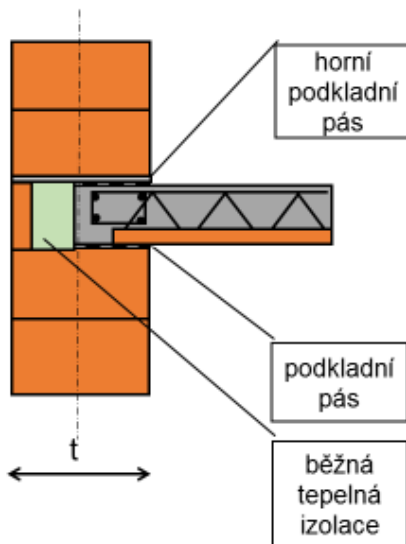
3. Monolit, filigrán včetně věnce



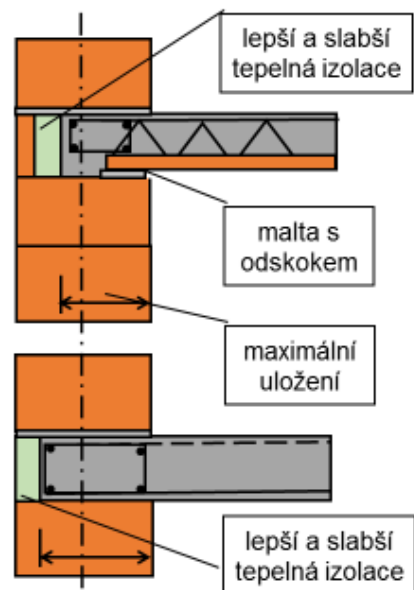
Schémata uložení stropních desek na cihelné zdivo

Současná praxe – katalogy výrobců

Doporučení statiků ČKAIT



**Uložení stropu
na podkladní pás a část zdiva**



uložení na podstatnou část zdiva

Mechanická odolnost a stabilita

Statické řešení zděné stavby - jaká místa řešit



- Stěna a její tloušťka a výška
- Styk strop / stěna
- Styk stěna / zastřešení
- Prostorová tuhost zděné stavby
- Vliv rozpětí stropů
- Vliv různých typů stropních konstrukcí
- Pilíře
- Sokly a spodní zděná stavba
- Průvlaky a jejich uložení
- Překlady včetně místa pro rolety
- Těžké příčky - akustické
- **A ještě**
- Vedení instalací a záseky do zdí
- **Mimořádné účinky**

STANOVENÍ FYZIKÁLNĚ MECHANICKÝCH PARAMETRŮ ZDĚNÉ KONSTRUKCE STĚNY NA ZÁKLADĚ VELKOROZMĚROVÉ ZKOUŠKY

Petr Štěpánek; František Girgle; Vojtěch Kostih

BESTEX, spol. s r. o., Ústav betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně

Petr Cikrle; Petr Daněk; Ondřej Januš

Ústav stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně

V příspěvku je popsána metoda stanovení základních charakteristik zdiva v případě, že nelze provést zkoušky podle příslušných zkušebních norem, což je způsobeno v popisovaném případě zejména velikostí zdících prvků. Byl proveden průřez konstrukce, odběr vzorků (které nebylo možno odebrat ve velikosti předepsané např. ČSN EN 1052) a byla provedena velkoplošná zatěžovací zkouška v laboratoři postavené stěny. Následně byly charakteristiky zdiva verifikovány jak výsledky velkoplošné zatěžovací zkoušky, tak i numerickou simulací.

1 Úvod

V některých případech se setkáváme s požadavky, které jsou na původně nenosné konstrukce kladeny v důsledku změny užívání či instalace nových technologií. Tento příspěvek popisuje případ, kdy původně pouze dělicí konstrukci, která byla provedena ze sádrových příčkových PROMONTA vyzděných na sádrovou maltu, bylo nutno posoudit na účinky vnitřního přetlaku/podtlaku v místnosti, který vznikl v průběhu hasebního zásahu v rámci jednoho požárního úseku.

Vzhledem k tomu, že se jedná o příčkovky, které se již řadu let nevyrábí, bylo k dispozici pouze pár základních údajů o příčkovkách a bohužel žádné údaje o vlastnostech zdiva. Dalším problémem, který v souvislosti s předpokládaným posouzením těchto, původně jen dělicích, konstrukcí vyvstal byly skutečnosti způsobené změnou předpisů pro navrhování/posuzování konstrukcí. Bylo nutno postupovat dle norem řady EC.

Pro výpočty a posouzení příček – vzhledem k jejich nové nosné funkci v objektu bylo nutno stanovit:

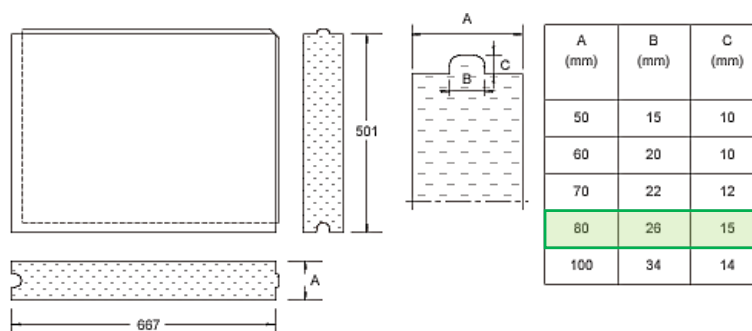
- charakteristickou pevnost zdiva v tahu za ohybu s rovinou porušení rovnoběžnou s ložnými spárami f_{xk1} ,
- charakteristickou pevnost zdiva v tahu za ohybu s rovinou porušení kolmo k ložným spárám f_{xk2} ,
- charakteristickou pevnost zdiva ve smyku f_{vk} ,
- charakteristickou pevnost zdiva v tlaku f_k ,
- krátkodobý modul pružnosti zdiva E ,

s tím, že zjištěné hodnoty by měly být určeny ve smyslu normy ČSN EN 1996-1-1, Navrhování zděných konstrukcí, článek 3.6.1, 3.6.2, 3.6.4 a 3.7.2.

2 Stručný popis posuzovaných konstrukcí

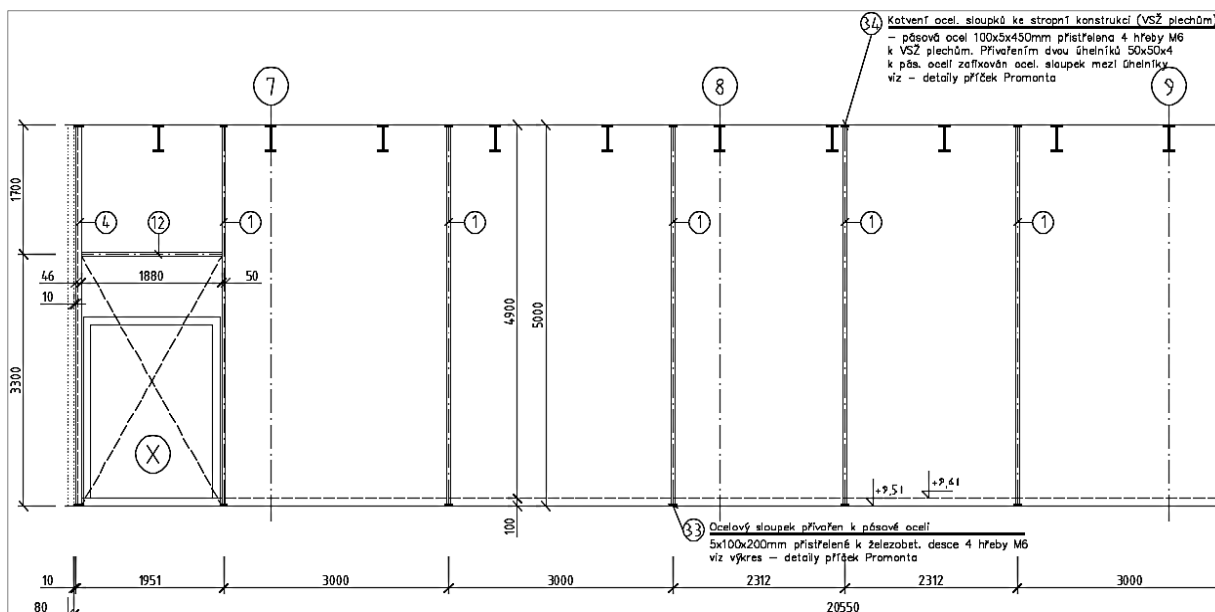
Sledované příčky PROMONTA tvoří dělicí konstrukce mezi hasebními úseky). Příčky jsou vyzděny ze sádrových tvárnic o tloušťce 80 mm, výšce 500 mm a šířce přibližně 667 mm. Příčky byly vyzdívány mezi ocelovými nosníky (o profilu I100 či U200). Výška příček není konstantní a závisí na provedení stropu (pohybuje se od 3,7 m v místech pod průvlakly do 4,9 m). Spodní část příček zasahuje většinou pod úroveň podlah do hloubky určené jejich skladbou. Prostor mezi horní částí příčky (zhlavím příčky) a stropem je vyplněn maltou, případně v některých místech byl nalezen na styku příčky a stropu polystyren s maltou.

Příčky jsou vyzděny z tvarovek podle *obr. 1*, na kterém jsou vyznačeny i rozměry zámku.



Obr. 1 Sádrová tvárnice PROMONTA

Typické provedení příčky je zřejmé z Obr. 2.



Obr. 2 Skutečné provedení/dispozice příčky z tvárníc PROMONTA

3 Možnosti zjištění fyzikálně mechanických charakteristik

Aby bylo možno výše uvedené fyzikálně mechanické charakteristiky stanovit bylo nutno uvážit následující skutečnosti, resp. omezení.

a) Zkoušky zdiva dle ČSN EN 1052:

1) V případě, že by zkoušky měly být plně v souladu s ČSN EN 1052, tak je nutno získat zkušební vzorky (bloky) podle těchto norem tím, že budou vyřezány ze stávající konstrukce. Normy řady ČSN EN 1052 (zejména ČSN EN 1052-2 a ČSN EN 1052-3) požadují velké zkušební vzorky (větší než 1,5, respektive 3násobek výšky zdících prvků, navíc kombinaci ložných a styčných spár), což by vyžadovalo vyřezání velmi rozměrných vzorků (odhadem $1,3 \times 1,0$ m, možná i větší). Objevily se zejména následující komplikace:

- I kdyby se podařilo vzorky vyřezat, tak vzniknou problémy s přepravou vzorků do laboratoře, neboť by s vysokou pravděpodobností mohlo dojít k jejich porušení.
- Bylo by nutno mít minimálně 6 vzorků pro každý typ zkoušky (ohyb v jednom a druhém směru, smyk). Zkoušky tohoto typu vzorků by byly značně finančně náročné, což je zřejmě zcela nereálné.

2) Další možností je z konstrukce odebrat tvárnice a vzorky vyzdít v laboratoři. Ale v tomto případě by s vysokou pravděpodobností došlo k porušení tvarovek. Proto ani tato možnost nebyla považována za vhodnou.

b) Diagnostický průzkum zdiva a provedení velkoplošné zkoušky vyzděných příček v laboratoři s následným vyhodnocením. Tento postup spočíval v následujících krocích:

- 1) Diagnostika aktuálního stavu konstrukcí příček spočívá v podrobné prohlídce a zdokumentování stavu příček, především se zaměřením na míru vyplnění ložných a styčných spár maltou a zkouškách menších zkušebních těles. Předpokládá se odběr jádrových vývrtů a trámečků/hranolů. Odběry vzorků musely být provedeny za sucha (aby se materiál nerozplavil).
- 2) Vyzdění velkoplošných vzorků (počet by byl stanoven v závislosti na skutečnostech zjištěných v rámci diagnostického průzkumu), jejich zkouška¹ a následné vyhodnocení.
- 3) Numerické modelování full scale testu.
- 4) Stanovení požadovaných charakteristik na základě vyhodnocení prací b1) až b3) a provedení případných dalších studií.

¹ V tomto případě bude používán i termín „full scale test“.

Jak již vyplynulo z předchozího popisu jednotlivých možností, tedy možnosti provedení:

- buď zkoušky zdiva dle ČSN EN 1052;
- anebo diagnostického průzkum zdiva, velkoplošné zkoušky vyzdřených příček v laboratoři s následným vyhodnocením,

plyne, že jedinou vhodnou a ekonomicky přijatelnou metodou pro stanovení charakteristik zdiva je diagnostický průzkum s následnou laboratorní velkorozměrovou zkouškou doplněný o numerické modelování.

Tento přístup byl, po dohodě s objednatelem, zvolen.

4 Diagnostický průzkum zdiva, provedení velkoplošné zkoušky vyzdřených příček v laboratoři s následným vyhodnocením

4.1 Diagnostický průzkum zdiva

4.1.1 Průzkum in situ a odběr vzorků pro laboratorní zkoušky

Byla provedena prohlídka stavu konstrukcí, proveden pasport poruch a vytipována místa odběru vzorků. U příček s výškou cca 4,9 m byly vzorky odebírány ze tří výškových úrovní, u nižších příček byly vzorky odebírány pouze ze dvou výškových úrovní.

Při odběru vzorků bylo nutno zohlednit, zda se jedná o vzorek obsahující ložnou (L) či styčnou spáru (S); byly odebírány hranoly op rozměrech 80×160×320 mm (H) a vývrty vnějšího průměru vzorku 95 mm (bez označení) – viz obr. 3. Všechny vzorky byly odebírány zasucha.



Obr. 3 Ilustrativní foto míst odběru vzorků

4.1.2 Laboratorní zkoušky vzorků

Laboratorní zkoušky na odebraných jádrových vývrtech a trámcích byly prováděny na Ústavu stavebního zkušebnictví fakulty stavební VUT v Brně.

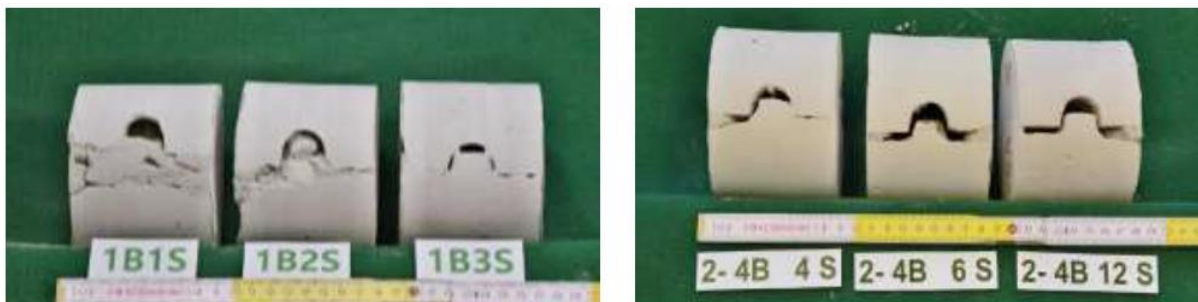
Získané výsledky jsou sumarizovány v tab. 1. Vyčíslena je hodnota sledované veličiny při uvážení všech vzorků, tj. pro všechny vzorky včetně nulových/poškozených a též s jejich vyloučením. Výstupem je ve všech případech střední hodnota veličiny; charakteristická hodnota (5 % kvantil) byla stanovena pouze, pokud to počet platných vzorků umožnil. I přes veškerou opatrnost při odběru vzorků, jejich transportu do laboratoře a citlivé

zacházení se vzorky před vlastní laboratorní zkouškou nebylo možno některé testy vyhodnotit, neboť naměřené hodnoty se blížily nule.

Na základě provedených laboratorních zkoušek lze konstatovat, že způsob vyplnění spár zdiva příček PROMONTA je velmi různorodý, a to především z hlediska způsobu a kvality provedení ložných (L) i styčných (S) spár. Významně horší – nižší – sledované charakteristiky byly získány pro spáry styčné; viz *tab. 1, obr. 4 a 5*.



Obr. 4 Příklad vyplnění ložných spár – a) téměř úplné vyplnění spáry (vlevo), b) částečné vyplnění spáry (vpravo)



Obr. 5 Příklad vyplnění styčných spár – a) téměř úplné vyplnění spár, b) částečné (velmi špatné) vyplnění spáry

Při interpretaci v *tab. 1* uvedených hodnot je však zcela nezbytné uvážit rozdíl normových zkušebních těles a skutečně odebraných a laboratorně testovaných vzorků, které jsou velikostně odlišné (tzv. „diagnostický přístup“). Aby bylo možno vliv promaltování kvantifikovat byla provedena zatěžovací zkouška full-scale vzorků a rovněž byly výsledky ověřeny numerickým modelováním.

Tab. 1 Výsledky laboratorních zkoušek vzorků odebraných in situ

Řádek číslo	Sledovaná charakteristika [MPa]	Střední hodnoty		Charakteristické hodnoty	
		všechny vzorky (i s nulovými hodnotami)	všechny vzorky (bez nulových hodnot)	všechny vzorky (i s nulovými hodnotami)	všechny vzorky (bez nulových hodnot)
	1	2	3	4	5
1	pevnost v příčném tahu f_{ct} – vývrty, ložná spára	0,199	0,238	0,078	0,149
2	pevnost v příčném tahu f_{ct} – vývrty, styčná spára	0,061	0,139	0,007	0,055
3	pevnost v tahu za ohybu na hranolech, f_{cf} – ložná spára	0,225	0,317	0,054	0,147
4	pevnost v tahu za ohybu na hranolech, f_{cf} – styčná spára	0,086	0,202	0,009	0,084
5	pevnost ve smyku na vývrtech f_s – ložná spára	0,24	0,296	0,077	0,151
6	pevnost ve smyku na vývrtech f_s – styčná spára	0,068	0,162	0,008	0,101
7	pevnost ve smyku $f_{s,D}$ (deskový; hranoly z ložné i styčné spáry)				
8	pevnost ve smyku $f_{s,S}$ (stěnový; hranoly z ložné i styčné spáry)				
9	modul pružnosti v ohybu E na hranolech – ložná spára		2594		1373
10	modul pružnosti v ohybu E na hranolech – styčná spára		2279		1473
11	modul v tiaku E_c (materiál tvárnic)		3261		2048
12	pevnost v tiaku krychelná f_c (materiál tvárnic)		5,423		3,909
13	pevnost malty v tiaku krychelná f_m (materiál spar)		3,598		2,246

4.2 Velkoplošná zkouška vyzděných příček

4.2.1 Příprava velkoplošné zatěžovací zkoušky

Protože se v současné době již tvarovky PROMONTA v ČR nevyrábí, a protože odběrem tvarovek z již provedených konstrukcí by došlo k jejich poškození bylo nutno hledat podobné tvarovky, ze kterých by mohly být vyzděny zkušební velkoplošné vzorky.

Naštěstí se podařilo nalézt tvarově i fyzikálně mechanickými charakteristikami velmi podobné příčkovky, které jsou vyráběny v zahraničí – viz tab.

Tab. 2, příčkovka z materiálu MultiGips M80. Ke tvarovkám je dodáváno i sádrové pojivo MultiGips Fugenfuller; [4], [5].

Tab. 2 Výrobky MULTIGIPS, [4]

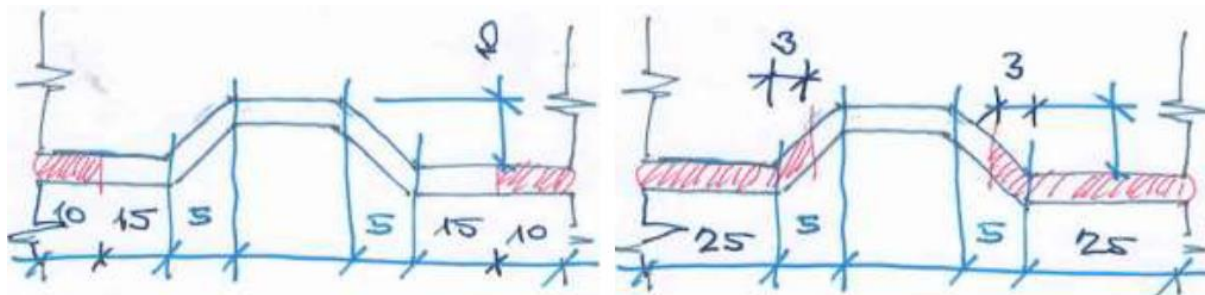
	BUILDING MATERIAL			
	M80	D80-Rmax	MH80	DH80-Rmax
Manufacture EN 12859	Gypsum Block		Gypsum Block, water-repellent	
Thickness (mm)	80	80	80	80
Length x height (mm)	666 x 500	500 x 500	666 x 500	500 x 500
Density class	M (medium)	D (dense)	M (medium)	D (dense)
Density (kg/m ³), approx.	850	1,400	850	1,400
Color	natural white	reddish	bluish	bluish
Water absorption class	H3	H3	H2	H2
Water absorption	not specified	not specified	≤ 5 % ¹⁾	≤ 5 % ¹⁾
Reaction to fire	non-combustible			
Euro class	A1			

Vzhledem k významně rozdílnému promaltování styčných a ložných spár, které se projevilo jak na odebraných válcích i na hranolech, viz např. obr. 4 a 5, bylo navrženo provést velkoplošný test se dvojným způsobem promaltování:

- maximální vyplnění maltových spár,
- minimální vyplnění maltových spár,

a to podle schématu uvedeného na obr. 6.

Aby bylo možno porovnat chování příček z původního materiálu PROMONTA i zkoušených příček z materiálu MULTIGIPS byly provedeny na zkušebně vyzděné stěně z bloků MULTIGIPS odběry válců pro laboratorní zkoušky a byly provedeny i zkoušky sádrové malty MultiGips Fugenfuller. Bylo prokázáno, že pevnosti vzorků odebraných z příčky z prvky systému MultiGips s minimálním promaltováním spár odpovídají zhruba pevnostem zjištěným na vzorcích odebraných z reálných stěn posuzované konstrukce.



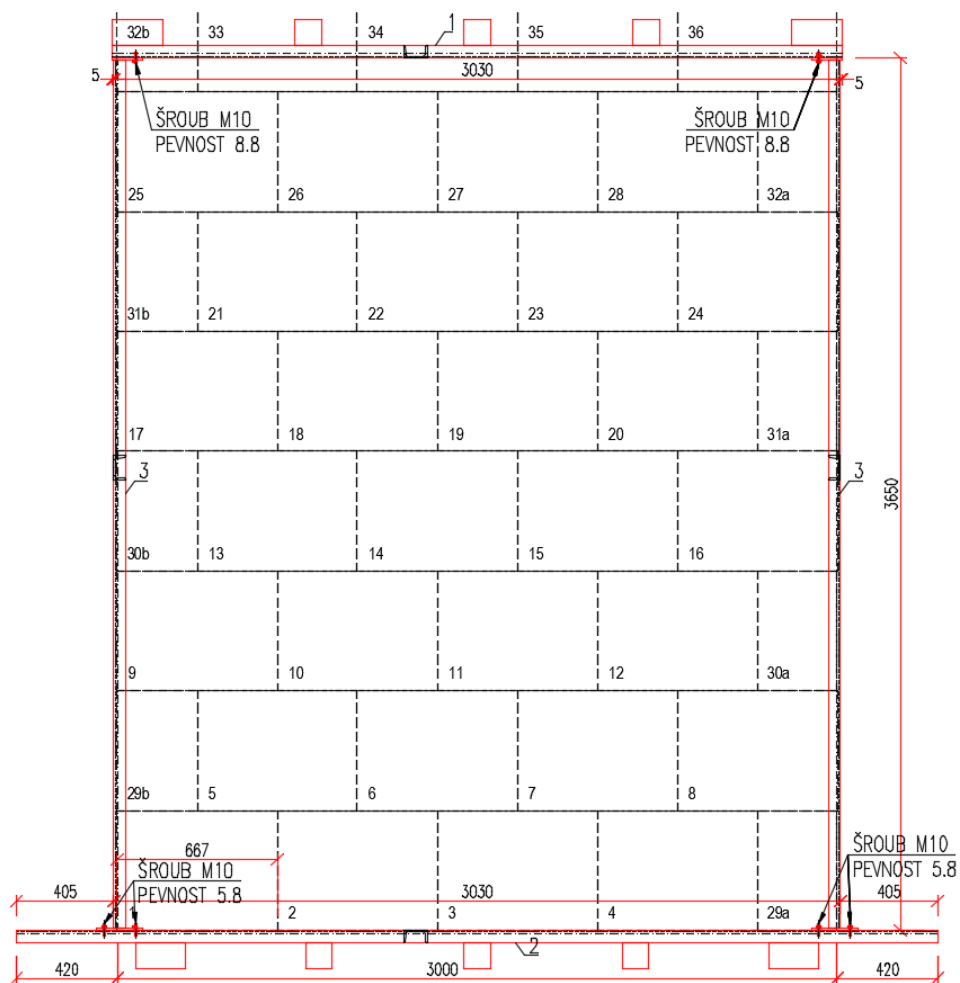
Obr. 6 Podklad pro provedení zkušebních těles z nových tvarovek MULTIGIPS (určeno dle vzorků odebraných ze stávajících příček); a) minimální promaltování, b) maximální promaltování

4.2.2 Konfigurace velkoplošné zatěžovací zkoušky

Zkouška byla provedena na vzorcích realizovaných v měřítku 1:1; šířka odpovídala typickému poli konstrukcí, výška 3,7 m – odpovídá nejnižší výšce příček a velikosti zatěžovacího zařízení.

Schéma zkoušených vzorků je zřejmé z obr. 7. Vzorky se lišily mírou promaltování spár:

- vzorek I.: maximální – tj. řádné – promaltování ložných i styčných spár,
- vzorek II.: minimální – tj. pouze částečné – promaltování.



Obr. 7 Vzorek příčky pro full-scale zkoušku – schéma



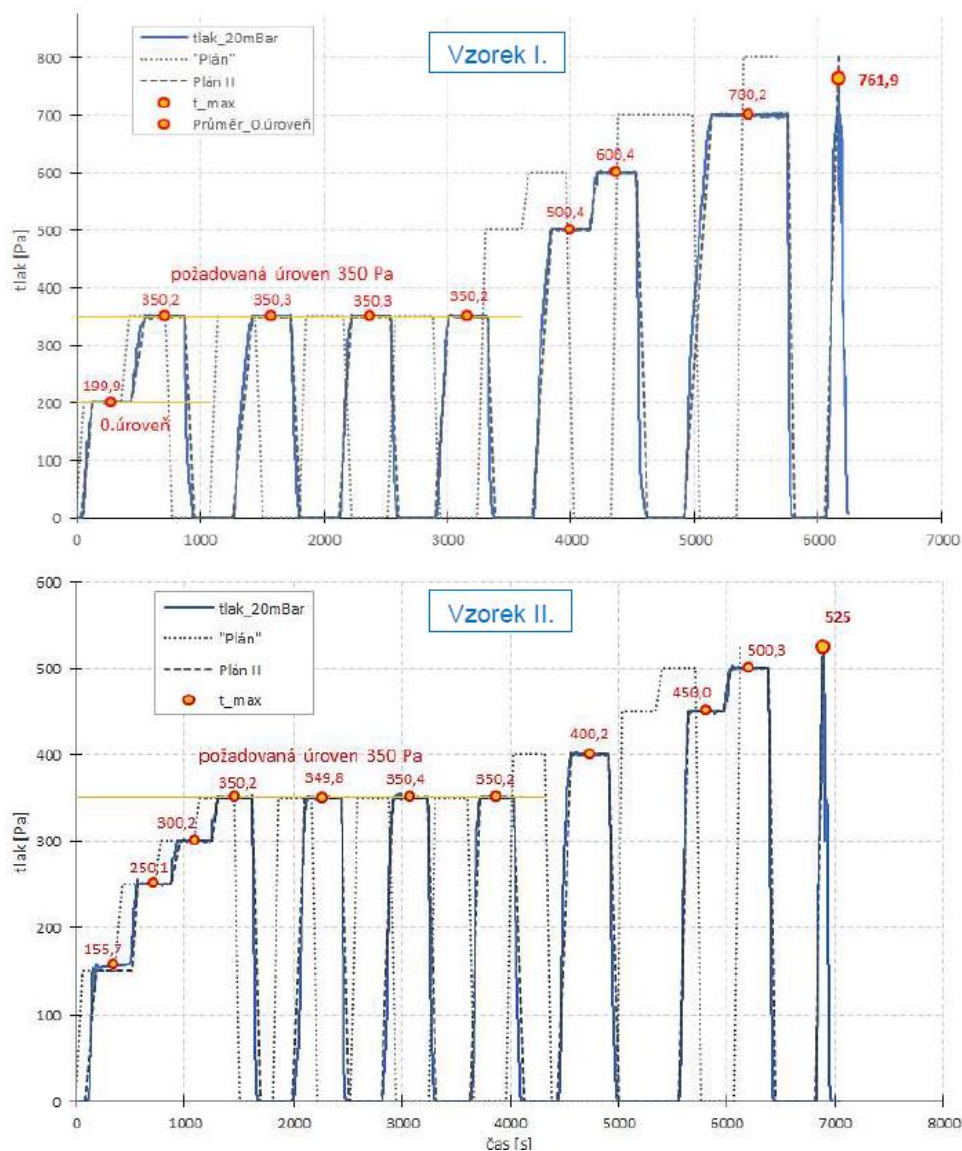
Obr. 8 Pohled na zkušební vzorky s osazenou vakuovací membránou zkušební vzorek I (vlevo), b) zkušební vzorek II (vpravo)

4.2.3 Zkušební postup, sledovaná místa

Zkouška byla provedena vakuováním na svislé vakuovací stoličce, která umožňuje vnášet rovnoměrné plošné zatížení podtlakem². U testovaných vzorků bylo provedeno postupné zatěžování čtyřmi zatěžovacími cykly na hladině 350 Pa (tato byla vždy podržena max. po dobu 5 minut a/nebo do ustálení deformace). Následovalo postupné zvyšování působícího zatížení až do okamžiku kolapsu konstrukce, a to dle navržených a s objednatelem předem odsouhlasených zatěžovacích schémat³; viz obr. 9; skutečně realizovaná zatěžovací schémata se pro vzorek I a II mírně lišila.

Účinek zatížení na konstrukci byl uvážen jako statický.

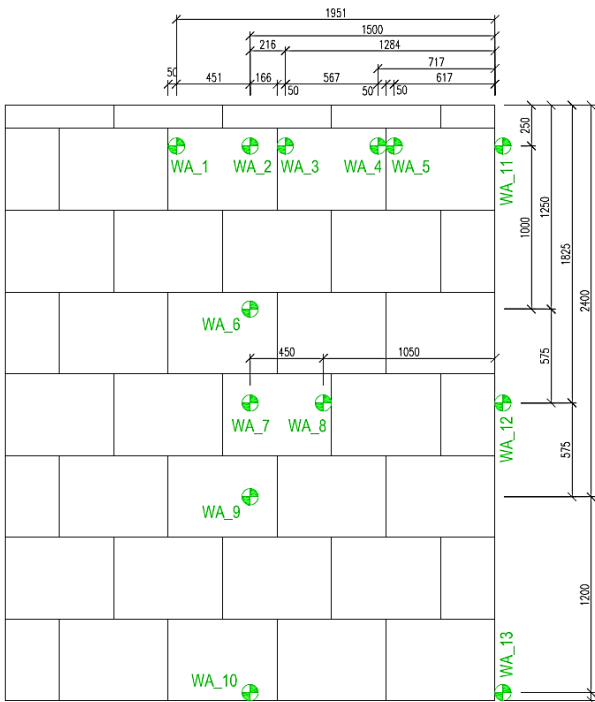
Při zkoušce obou vzorků byl (v závislosti na čase) sledován působící podtlak, a především deformace konstrukce kolmo na její střednici, a to v místech dle schématu na obr. 10.



Obr. 9 Závislost působícího tlaku na čase vzorek II

² Systém, jehož autorem byl prof. Melcher, funguje na principu hermeticky uzavřené obálky, jejíž stěny tvoří ocelová stoličce a zkušební vzorek. Po utěsnění vzorku pomocí membrány je vývěvou postupně odsáván vzduch a vytvářen podtlak. Tímto je dosaženo rovnoměrné plošné zatížení působící na celou plochu zkušební vzorku.

³ Zatěžovací schéma bylo voleno s přihlédnutím na objednatelem definovaný způsob hasebního zásahu a hladinu maximálního přípustného podtlaku/přetlaku působícího na konstrukci 350 Pa.

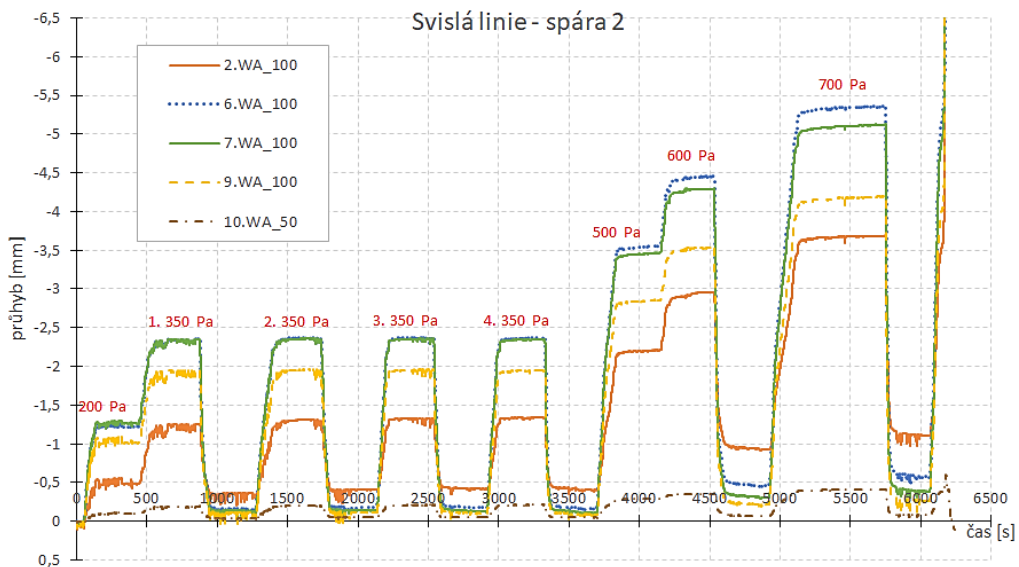


Obr. 10 Poloha bodů měření posunu/deformace příčky a reálné provedení – shodné pro Vzorek I i II, a) schéma měřených bodů, b) pohled na stěnu s vyznačenými měřnými body

4.2.4 Výsledky získané ze zatěžovací zkoušky

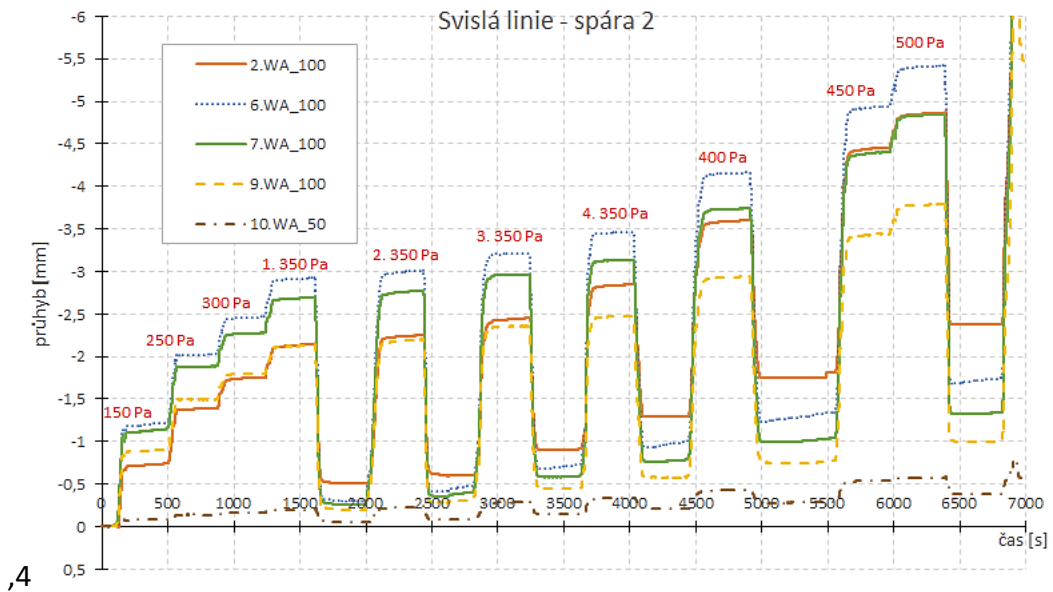
Z důvodů omezeného rozsahu příspěvku jsou uvedeny pouze klíčové výsledky. V průběhu zkoušky byla vždy zaznamenávána závislost deformace kolmo na střednicovou rovinu (vodorovný posun) vzorku na čase a působící hladině přetlaku/podtlaku.

Průběh měřených deformací pro svislou linii snímačů uprostřed vzorku⁴ je pro vzorek I (vzorek II) zřejmý z obr. 11 a 13, resp. z obr. 12 a 14.

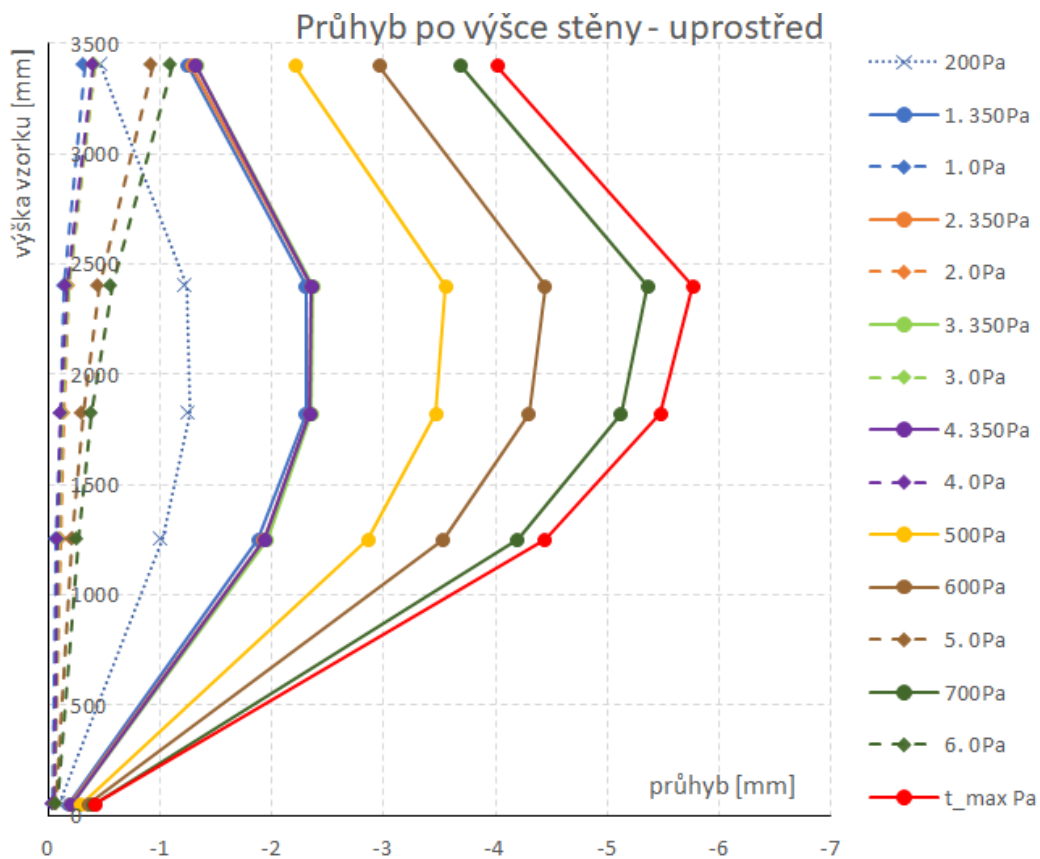


Obr. 11 Vzorek I. – měřené deformace kolmo na střednicovou rovinu stěny – svislá linie uprostřed

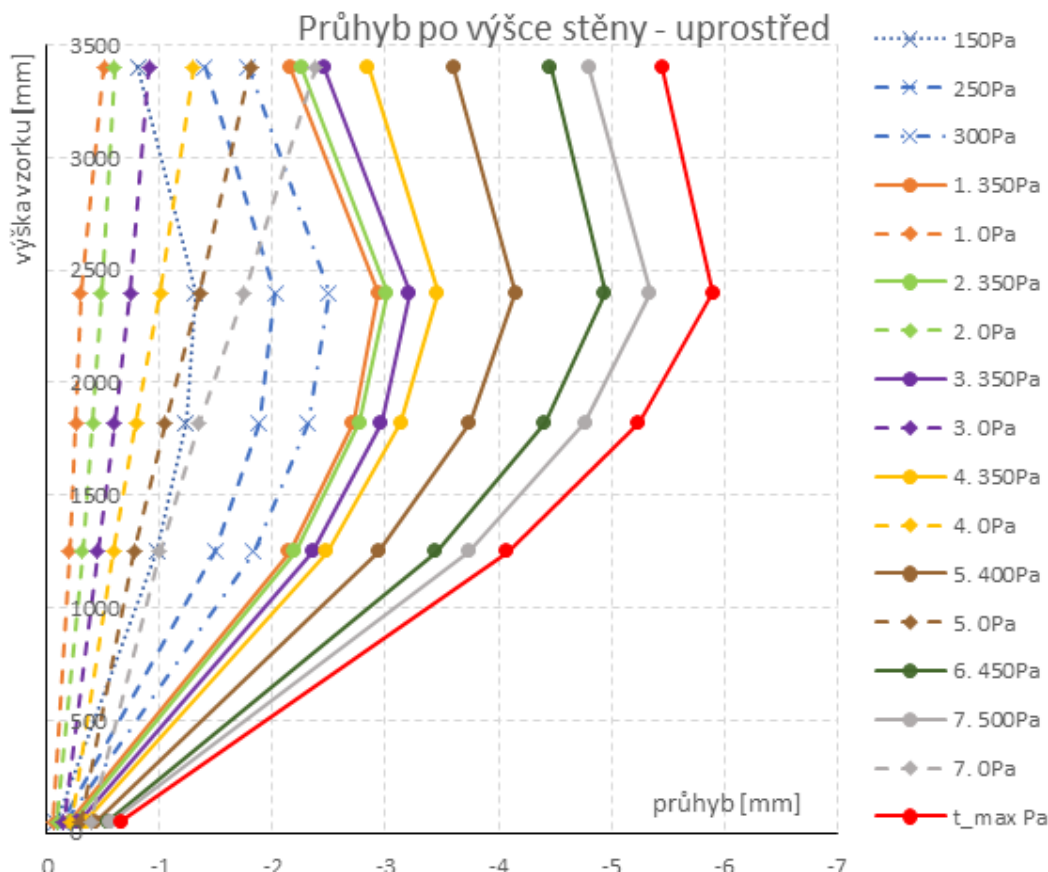
⁴ Snímače WA_2; WA_6; WA_7; WA_9 a WA_10 podle obr. 10.



Obr. 12 Vzorek II. – měřené deformace kolmo na střednicovou rovinu stěny – svislá linie uprostřed



Obr. 13 Vzorek I – měřený průhyb po výšce stěny (střední svislá linie)



Obr. 14 Vzorek II – měřený průhyb po výšce stěny (střední svislá linie)

4.2.5 Vzorek I – odezva na vnášené zatížení a způsob porušení

Při cyklování vzorku na 350 Pa nedocházelo ke zvyšování měřené deformace (nejvyšší zaznamenané deformace 2,3 – 2,4 mm v bodech WA_6 a WA_7 pro všechny cykly) s narůstajícím počtem cyklů. Taktéž zbytkové deformace po odtížení byly velmi nízké (nejvyšší zaznamenané v horní vodorovné linii – do 0,4 mm). Významné zbytkové hodnoty měřených deformací byly zaznamenané až při odtížení vzorku z hladin 600 a 700 Pa, tj. z úrovně zatížení blízko mezní únosnosti vzorku.

Vzorek byl porušen⁵ při dosažení hladiny působícího podtlaku 761,9 Pa. Této hladině odpovídala maximální zaznamenaná deformace konstrukce cca 5,8 mm (bod WA_6).

K porušení došlo křehce v oblasti největšího sledovaného průhybu. První trhliny byly pozorovány v dolních rozích vzorku. Ve zhlaví stěny téměř souběžně došlo ke ztrátě celistvosti a zborcení střední části stěny v rozsahu tří řad tvarovek. Dvojice svislých hlavních trhlin procházela svisle dolů přes styčnou spáru i navazující tvarovky zdiva, tj. nebyl pozorován rozdíl při porušení/chování spáry a kusového staviva. Současně došlo k porušení v ložné spáře. Navazující trhliny vycházely z rohů porušené oblasti cca pod úhlem 60° směrem ke spodním rohům stěny a také svisle dolů. Detail porušení vzorku je zřejmý z Obr. 15. Je patrné, že trhlina prochází skrz tvarovku i navazující styčnou spáru.

⁵ Jako limitní byla uvážena ztráta celistvosti vzorku, tj. oddělení/porušení jednotlivých příčekovek PROMONTA při souběžném značném otevření/posunu spár, přítomnost průběžných trhlin a skokovému snížení ohybové tuhosti vzorku doprovázenému výrazným poklesem tlaku ve vakuovací komoře; dosažení limitní hodnoty zatížení bylo doprovázeno/signalizováno i výrazným akustickým efektem. Těsnost, s ohledem na provedení zkoušky vakuováním a opláštěním vzorku vzduchotěsnou membránou, nemohla být přímo měřena, na dosažení jejího limitu lze však s ohledem na způsob porušení vzorku spolehlivě usuzovat. Tuto skutečnost dokumentovalo i porušení vzorku, které bylo zjištěno a zaznamenáno po ukončení zkoušky a odstranění neprodyšné membrány na vnějším povrchu zkoušeného vzorku.

5.2.6 Vzorek II – odezva na vnášené zatížení a způsob porušení

U vzorku II bylo viditelné postupné zvyšování měřené deformace již při cyklování na hladině 350 Pa – obr. 14 – kdy především ve třetím a čtvrtém cyklu docházelo k postupnému zvyšování zaznamenané deformace na všech snímačích a viditelnému smykovému posunu/porušení malty styčné spáry a zřejmě zaklesnutí zámku tvarovek. Nejvyšší zbytkové deformace byly opět zaznamenány v horní vodorovné linii vzorku.

Maximální únosnosti Vzorku II. bylo dosaženo na hladině působícího podtlaku 525 Pa; maximální zaznamenaná deformace konstrukce při této úrovni zatížení byla 5,9 mm (bod WA_6).

K porušení došlo náhle/křehce. Oproti vzorku I s maximálním promaltováním však bylo porušení realizováno ve významně menším počtu trhlin – obr. 15.



Obr. 15 Porušení vzorků; a) vzorek I, b) vzorek II

4.3 Zhodnocení a extrapolace dat získaných z full-scale vzorků

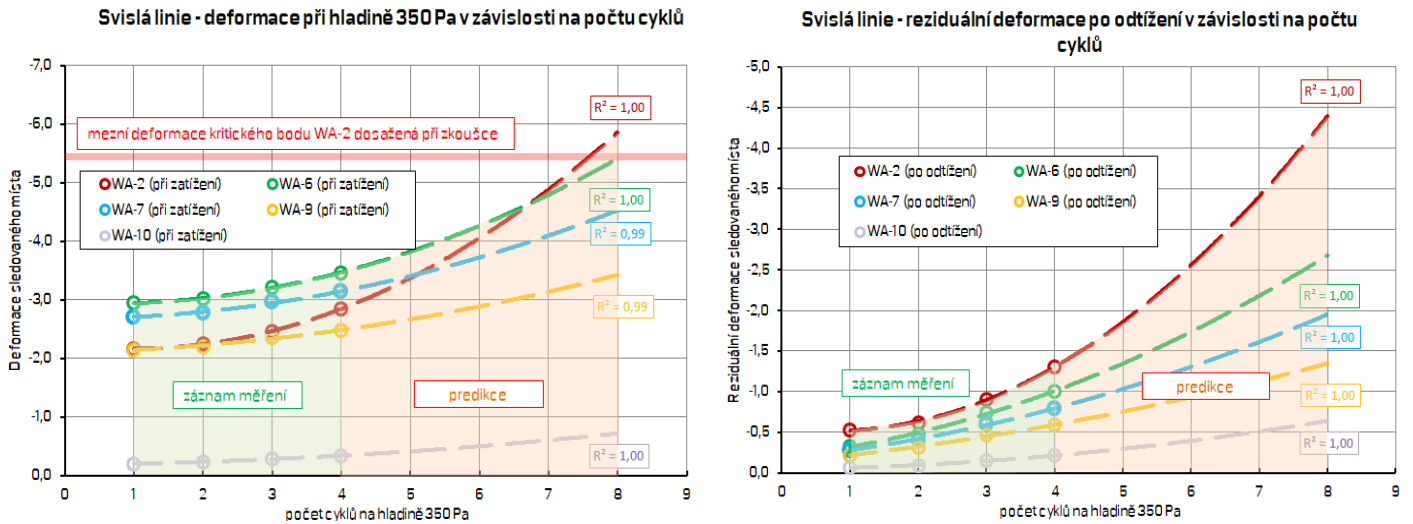
4.3.1 Zhodnocení zjištěného chování vzorků

Vzorek II byl navržen s malým promaltováním spár, které tak svojí únosností významně limitovaly únosnost celé testované konstrukce. U tohoto vzorku došlo k dílčímu poškození a rozvoji trhlin již při zatěžovacích cyklech na hladinách 350 Pa, které byly doprovázeny nárůstem průhybu a též vysokými zbytkovými deformacemi po od-tížení. Vzorek I toto chování nevykazoval.

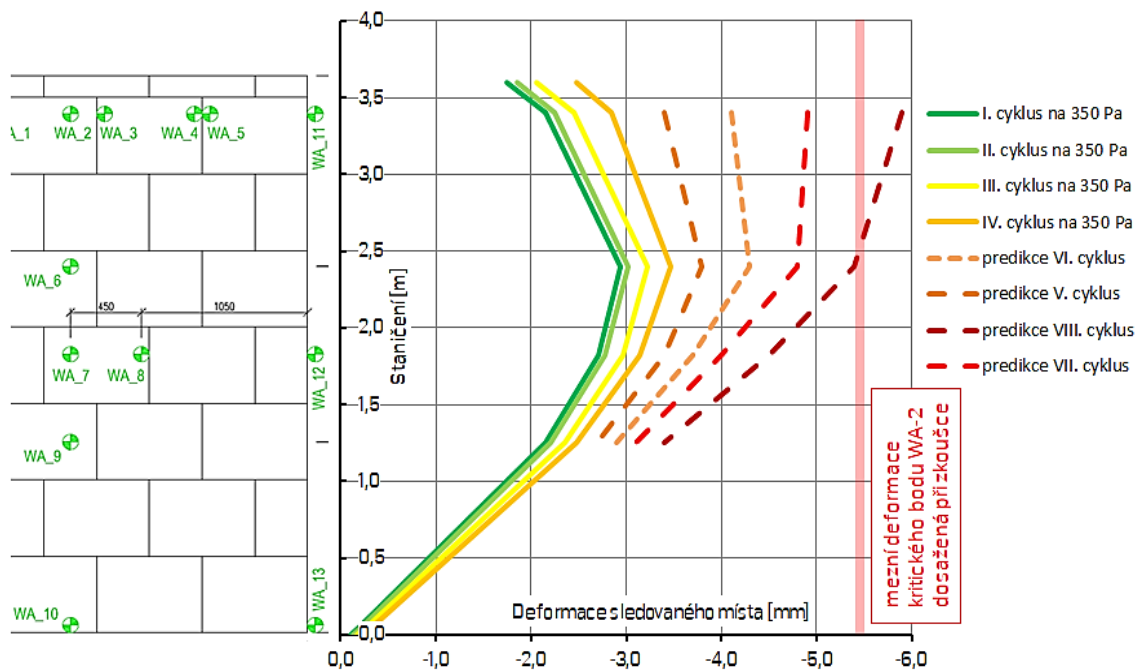
Z výsledků obou zkoušek lze usuzovat na skutečnost, že způsob promaltování spár jednoznačně determinuje výsledek zkoušky, tj. mezní působící zatížení při porušení celistvosti vzorku příčky i její těsnosti.

4.3.2 Extrapolace chování testované konstrukce pro další cykly na hladině 350 Pa

Na základě výsledků obdržených ze zatěžovací zkoušky Vzorku II bylo dále extrapolováno očekávané chování pro případ, kdy by byla příčka opakovaně (ve shodném zatěžovacím schématu) namáhána na hladině působícího podtlaku 350 Pa. Očekávaný nárůst deformace měřených bodů ve střední svislé linii vzorku je zřejmý z obr. 16 a obr. 17.



Obr. 16 Extrapolace měřeného průhybu v jednotlivých bodech svislé střední linie příčky pro další cykly na hladině 350 Pa – Vzorek II; a) deformace svislé linie při zatížení 350 Pa v závislosti na počtu cyklů, b) zbytková deformace po odtižení v závislosti na počtu cyklů



Obr. 17 Extrapolace chování vzorku příčky pro další cykly na hladině 350 Pa – průhyb ve střední svislé linii – vzorek II

Mezní deformace dosažená při kolapsu Vzorku II byla cca 5,45 mm (WA-2), resp. 5,9 mm (WA-6). S ohledem na skutečnost, že oba testované vzorky dosáhly své mezní únosnosti při obdobné deformaci, lze usuzovat, že při cca sedmém až osmém cyklu na hladině 350 Pa by příčka s vysokou pravděpodobností selhala, a to bez navýšení zatížení. Toto konstatování je však platné pro modelovou příčku s danými charakteristikami⁶ a geometrií a též způsobem zatěžování⁷. Je též nutno vzít v úvahu, že se jedná o interpretaci výsledků zatěžovací zkoušky, tj. veškeré údaje/deformace jsou ve středních hodnotách.

⁶ Tj. způsobem promaltování spár.

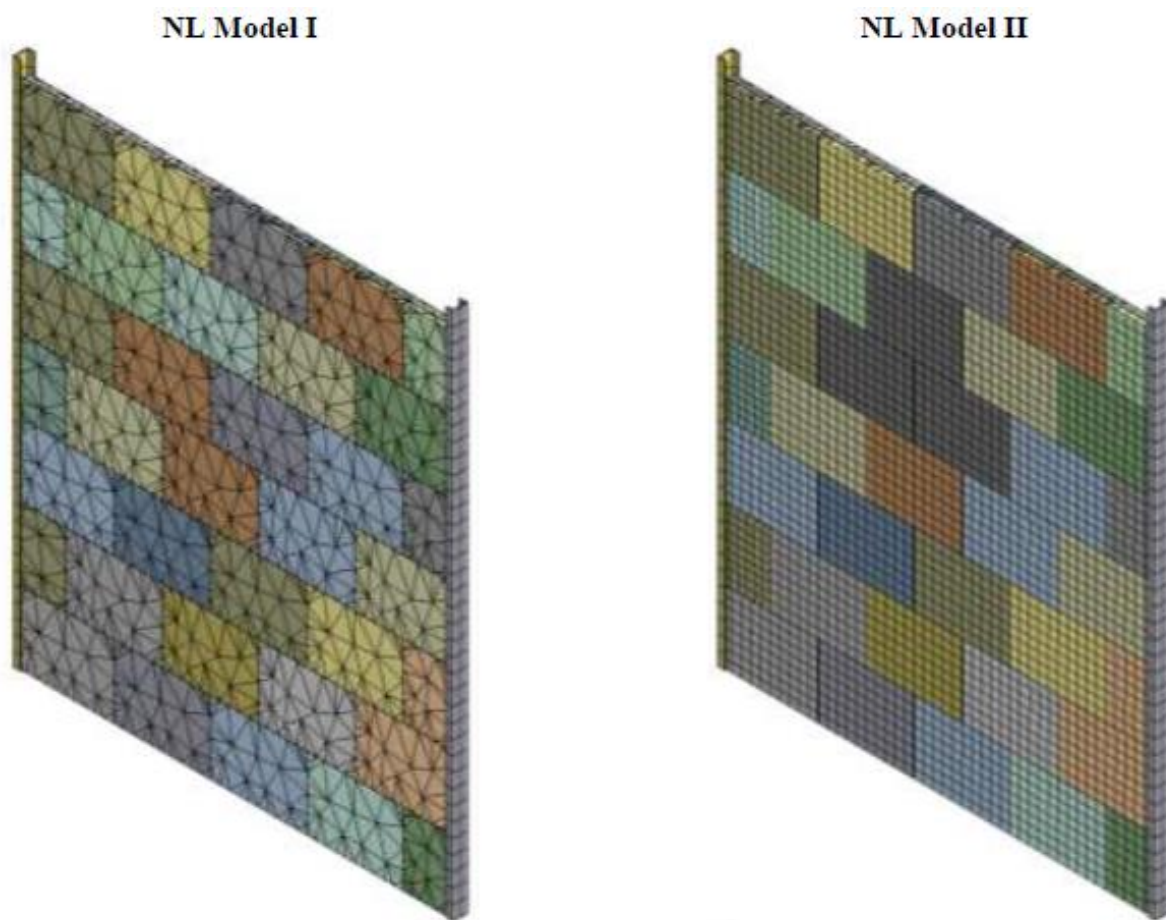
⁷ V průběhu zatěžovací zkoušky bylo zatížení cyklováno mezi maximální a nulovou hodnotou, nedocházelo k změně smyslu zatížení, tj. změně v lokalizaci tažených a tlačných vláken v průřezu. Významně horší situace, tj. nižší únosnost/počet cyklů, by nastala v případě, kdy by docházelo k oscilaci zatížení kolem nulové hodnoty, a tedy ke změně smyslu namáhání.

6 Nelineární numerický model experimentální stěny

Nelineární numerický model experimentální příčky měl za cíl simulovat chování Vzorku II. Model plně respektoval skutečnou geometrii, způsob vyždění a okrajové podmínky – tj. uložení vzorku a způsob vnášení zatížení.

6.1 Geometrie

Modelovány byly vždy jednotlivé sádrové bloky v polohách dle experimentu, kdy tyto jsou vyžděny mezi ocelovými nosníky (profil U100). Styk jednotlivých příčkových je modelován shodně se skutečným provedením, tj. s ozubem (pero + drážka) a promaltováním ložných i styčných spár v rozsahu dle Vzorku II. Rozdíly v modelech NL I a NL II byly způsobeny pouze diskretizací řešené oblasti – viz *obr. 18*.



Obr. 18 Síť konečných prvků pro dva použité modely; a) NL model I, b) NL model 2

6.2 Materiálové charakteristiky Nelineárního modelu

Materiály a odpovídající materiálové charakteristiky byly při výpočtu uváženy dle výsledků zjištěných experimentálně na odebraných vzorcích.

Pro simulaci otevření spáry (rozpojení kontaktu mezi maltou a bloky) byla využita funkce „Contact Debonding“ v kombinaci s použitím materiálu „CZM – cohezive zone material“. Dle zadaných charakteristik bylo materiálu CZM umožněno rozpojení v normálovém i tangenciálním směru. Parametry materiálu byly určeny na základě dopočtu limitního napětí a příslušného otevření spáry na základě provedených zatěžovacích zkoušek vzorků odebraných na pokusné stěně vyžděné z nových tvárníc MULTIGIPS.

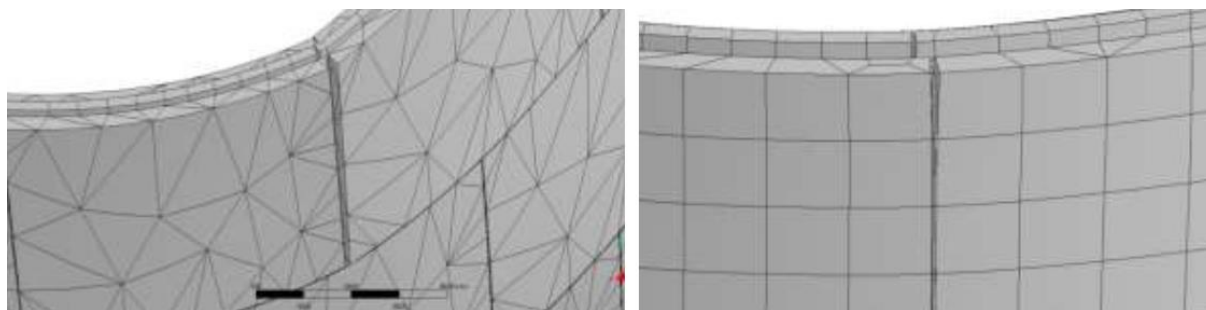
Tab. 3 Parametry CZM materiálu uvážené v NL modelu Vzorku II.

Spára	Normálová únosnost (odpovídající otevření spáry)	Tangenciální únosnost (odpovídající posun spáry)
ložná	0,89 MPa (0,22 mm)	1,64 MPa (0,47 mm)
styčná	0,89 MPa (0,22 mm)	0,77 MPa (0,32 mm)

6.3 Výsledky výpočtu

K porušení došlo u obou modelů shodně s reálným experimentem rozevřením styčné spáry uprostřed vrchní řady tvarovek příčky, viz *obr. 19*. Porušení numerických modelů bylo dosaženo při mírně vyšším zatížení (cca 600 Pa oproti experimentálně stanoveným 525 Pa).

Výsledky z numerického modelu jsou vynášeny pro hladinu zatížení 350 Pa (očekávaná maximální hladina působícího podtlaku vyvolaného hasebním systémem) a 525 Pa (limitní zatížení dosažené při experimentu).



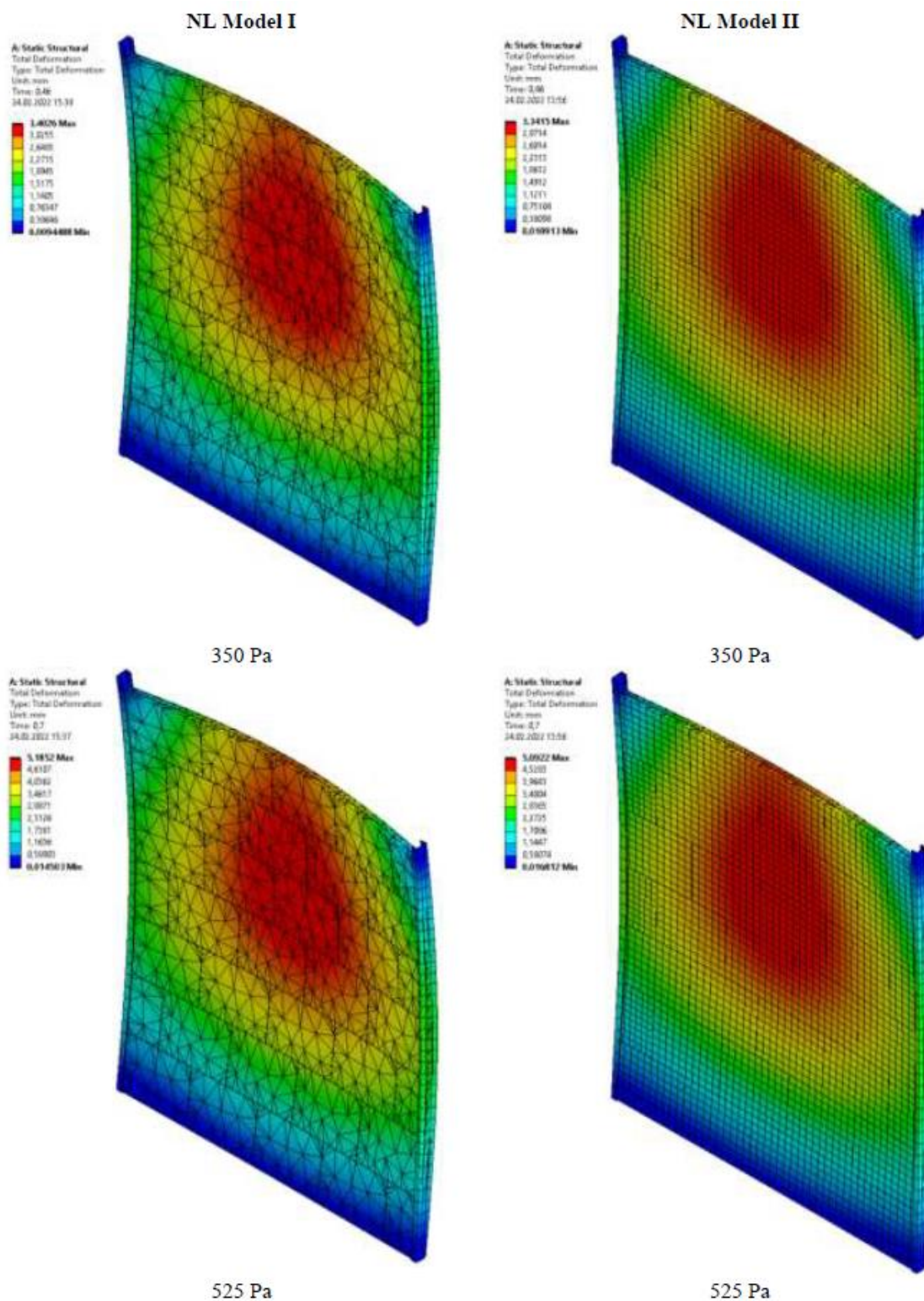
Obr. 19 Porušení styčné spáry horní řady bloků – vlevo NL Model I; vpravo NL Model II

Na *obr. 20* je zobrazena deformace konstrukce pro oba modely a úrovně zatížení 350 Pa (očekávaná hladina působícího přetlaku při požární události) a 525 Pa (kolaps vzorku při zkoušce). Rozdíl mezi modely I a II je zanedbatelný. Predikovanou deformaci lze porovnat s hodnotami stanovenými v průběhu experimentu (viz uvedené výsledky pro Vzorek II prezentované v odstavci 5.2.6 – 3,5 mm ve čtvrtém cyklu zatížení na hladině 350 Pa; 5,9 mm při hladině 525 Pa).

Je zřejmé, že sestavené nelineární numerické modely vykazují velmi dobrou shodu se skutečným/pozorovaným chováním Vzorku II při zatěžování, a to pro obě řešené hladiny působícího zatížení. Největší odchylka je při predikci deformace na hladině 525 Pa – teoreticky očekáváno 5,1 mm (odchylka cca 15 %); v případě hladiny 350 Pa je rozdíl predikce a skutečné deformace pouze cca 5 %.

Z provedených výpočtů lze získat i řadu dalších informací, např. hodnoty hlavní tahové a tlakové napětí na povrchu vzorku a ozubu tvarovky, které umožní další verifikaci výpočtu pomocí experimentu.

Lze konstatovat, že provedená numerická simulace s vysokou přesností predikuje průběh a výsledky reálné zatěžovací zkoušky full-scale Vzorku II. Odchyly mezi modelem a skutečným průběhem zatěžovací zkoušky jsou velmi malé (do 15 %) a nelineární model tak lze považovat za výstižný a odpovídající. Mezní tahové napětí predikované modelem v kritické/rozhodující spáře při hladině zatížení 525 Pa je cca 0,77 MPa (maximální hodnota 0,84 MPa); tyto hodnoty je pro další vyhodnocení třeba uvážit jako střední. Zjištěné napětí je tak vyšší, než které by odpovídalo limitní hodnotě určené ze zkoušek malých vzorků.



Obr. 20 Predikovaná deformace konstrukce při hladinách působícího zatížení 350 Pa a 525 Pa; a) model NL I 350 Pa, b) model NL II 350 Pa, c) model NL I 525 Pa, d) model NL II 525 Pa

6 Lineární numerický model experimentální stěny a skutečné konstrukce

Lineární numerický model (LIN model) byl vytvořen s cílem predikce chování experimentální konstrukce v lineární oblasti chování, tj. především pro hladinu působícího zatížení 350 Pa, a také pro ověření chování laboratorně netestovaných geometrií příčky. Lineárním modelem byla simulována odezva experimentální stěny (výška vzorku 3,65m, šířka 3,0 m), ale dalších typů stěn, které se na konstrukci, která má být posuzována, vyskytují.

Lineární model však nelze spolehlivě využít pro oblast vyšších hladin působícího tlaku, kdy již dochází k porušení spár a tvorbě trhlin. O těchto výpočtech a jejich výsledcích bude referováno v rámci prezentace; v tomto textu z důvodů omezeného rozsahu nebude popisováno.

Řešeny byly dvě varianty idealizace zděné konstrukce příčky. V první variantě bylo uváženo dokonalé spolupůsobené tvarovky a malty – tzv. homogenní model chování. Tato idealizace je běžná při řešení obdobných konstrukcí v projekční praxi. Zjednodušeně ji lze uvážit za odpovídající Vzorku I experimentální stěny realizované v areálu AdMaS, tj. modelu s maximálně vyplněnými spárami.

Druhá varianta výpočtu zohlednila reálnou rotační a smykovou tuhost styčných a ložných spár. Tuhosti byly stanoveny výpočtem na základě výsledků dle chování vzorků zjištěného na 1. RB. Tento model přibližně odpovídá variantě experimentální stěny s minimálně promaltovanou spárou (Vzorek II), která je obdobná situaci in situ.

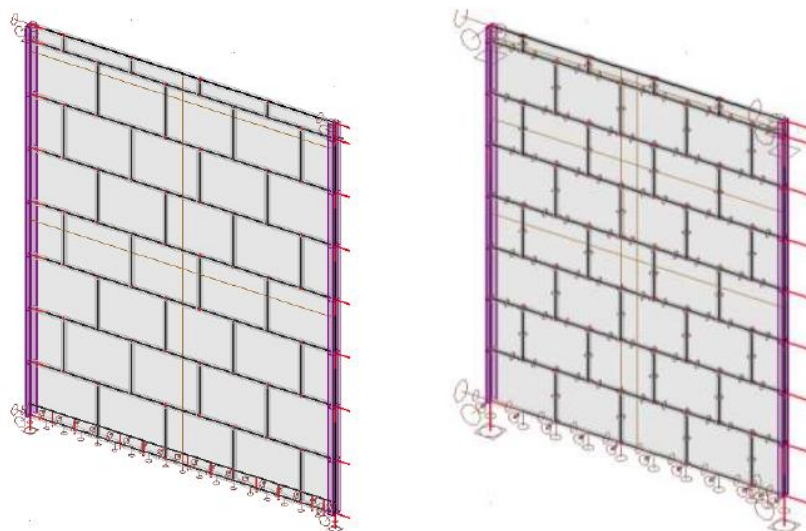
6.1 Geometrie modelu experimentální stěny a okrajové podmínky

Výpočet simulující odezvu experimentálního vzorku příčky na hladinu působící tlaku 350 Pa plně respektoval skutečnou geometrii, způsob vyzdění a uvážené okrajové podmínky – tj. uložení vzorku a způsob vnášení zatížení v průběhu experimentu. Geometrie řešeného vzorku je patrna z obr. 21.

V lineárním modelu experimentální stěny testované v areálu AdMaS byly uváženy vstupní charakteristiky podle tab. 4.

Tab. 4 Materiálové charakteristiky uvážené v LIN modelu experimentální stěny na AdMaS

Materiál	Chování/model	Modul pružnosti/tuhost
příčkovka PROMONTA	lineární homogenní/lineární s tuhostí spár	3 730 MPa
rotační tuhost ložné spáry	lineární s tuhostí spár	0,18 MNm/m/rad
rotační tuhost styčné spáry	lineární s tuhostí spár	0,18 MNm/m/rad
smyková tuhost ložné spáry	lineární s tuhostí spár	70 MN/m/m
smyková tuhost styčné spáry	lineární s tuhostí spár	50 MN/m/m
konstrukční ocel (U-profil)	lineární homogenní/lineární s tuhostí spár	210 000 MPa



Obr. 21 Lineární model – geometrie včetně uvážených okrajových podmínek; a) homogenní lineární model; b) lineární model se skutečnou tuhostí styčných a ložných spár

V tab. 4 uvedené tuhostní charakteristiky spár byly stanoveny na základě výsledků zkoušek trámů a vývrtů odebraných na pokusné stěně, která byla zděna v laboratoři ze systému MULTIGIPS M80 – viz obr. 22. Smyková tuhost byla získána z „průměrných/obvyklých“ záznamů zkoušek smykové únosnosti vzorku vývrtu, rotační tuhost odpovídá chování zjištěnému ze zkoušek čtyřbodovým ohybem na vzorcích trámů.



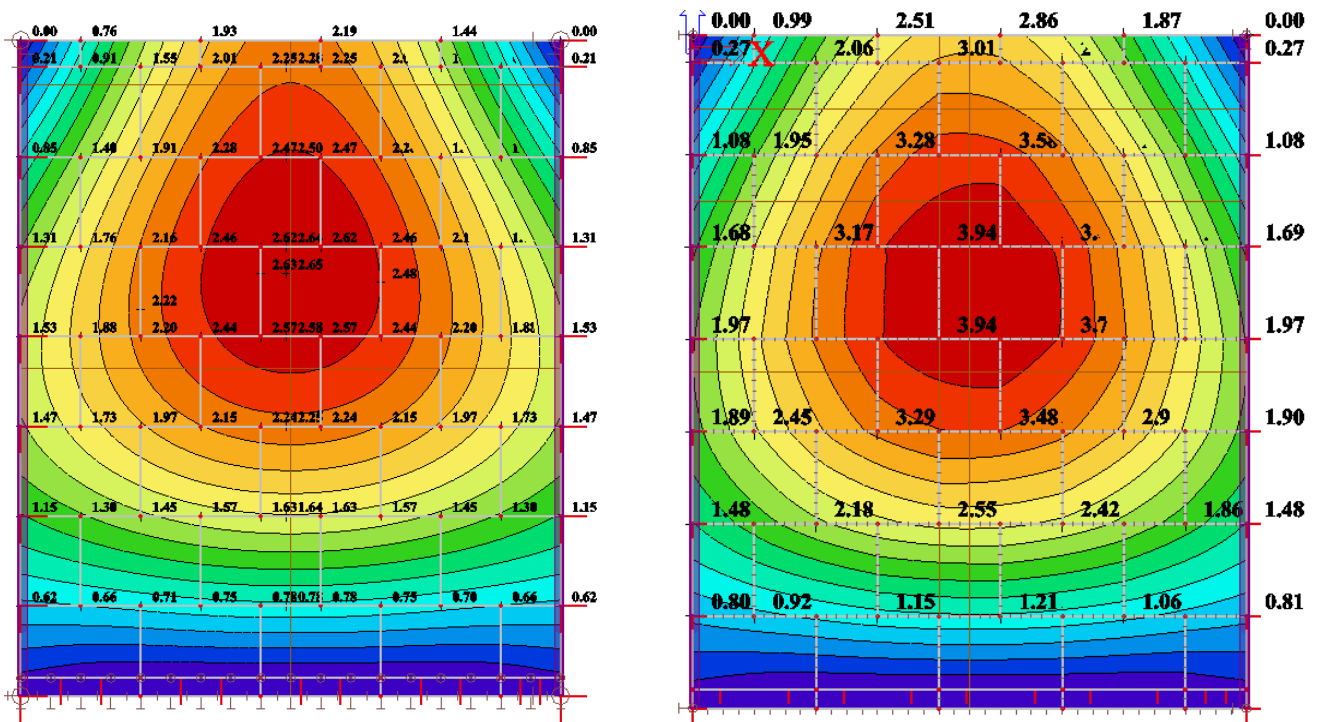
Obr. 22 Experimentální stěna vyzděná v areálu AdMaS pro ověření způsobu zdění s provedenými jádrovými odvrtý ze zdících bloků MULTIGIPS M80

6.2 Výsledky lineárního výpočtu experimentální stěny

Na obr. 23 je zobrazen průběh deformace zatěžované konstrukce při uvážené hladině působícího tlaku 350 Pa. Maximální průhyb homogenního lineárního modelu je cca 2,6 mm. Očekávaný průhyb lineárního modelu se zohledněním tuhosti spár je cca 3,9 mm.

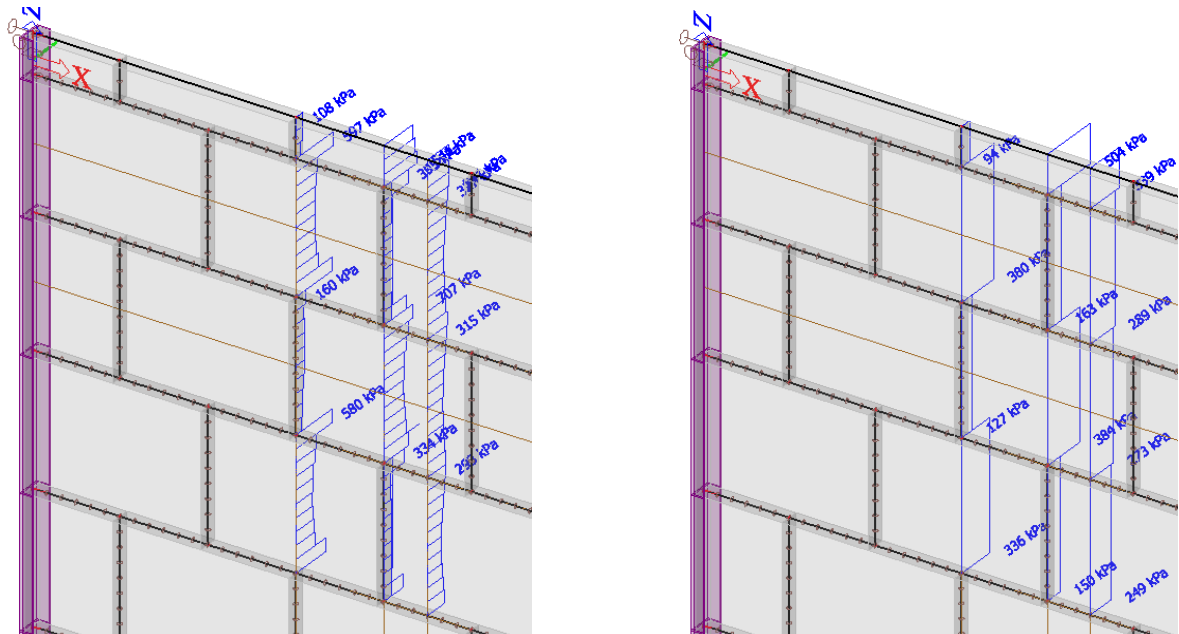
Obdržené hodnoty jsou v dobré shodě s výsledky full-scale experimentů. Homogenní chování bez trhlin (platí pro tuto intenzitu působícího zatížení) vykazoval Vzorek I. Při hladině zatížení 350 Pa (čtvrtý cyklus) byl zaznamenán průhyb 2,4 mm – tj. cca 92 % predikované hodnoty. Experimentální Vzorek II vykazoval průhyb až 3,5 mm při čtvrtém cyklu na hladině zatížení 350 Pa, tato hodnota je cca 90% predikované deformace (3,9 mm). Vytvořený lineární model je tedy možno hodnotit v definované oblasti namáhání jako vypovídající a lze jej využít i pro další extrapolace pro přímo netestované geometrie konstrukce.

Pro oba modely byla též vyčíslena hlavní tahová napětí. Z výpočtů je zřejmé, že zásadní vliv na predikci rozdělení napětí na konstrukci má přijatý předpoklad o tuhosti spár. Maximální očekávané napětí na lineárním homogenním modelu je cca 0,36 MPa; v případě zohlednění reálné tuhosti spár je maximální špičkové napětí až cca 0,94 MPa. Jedná se však o špičky v oblastech styku ložné a styčné spáry.

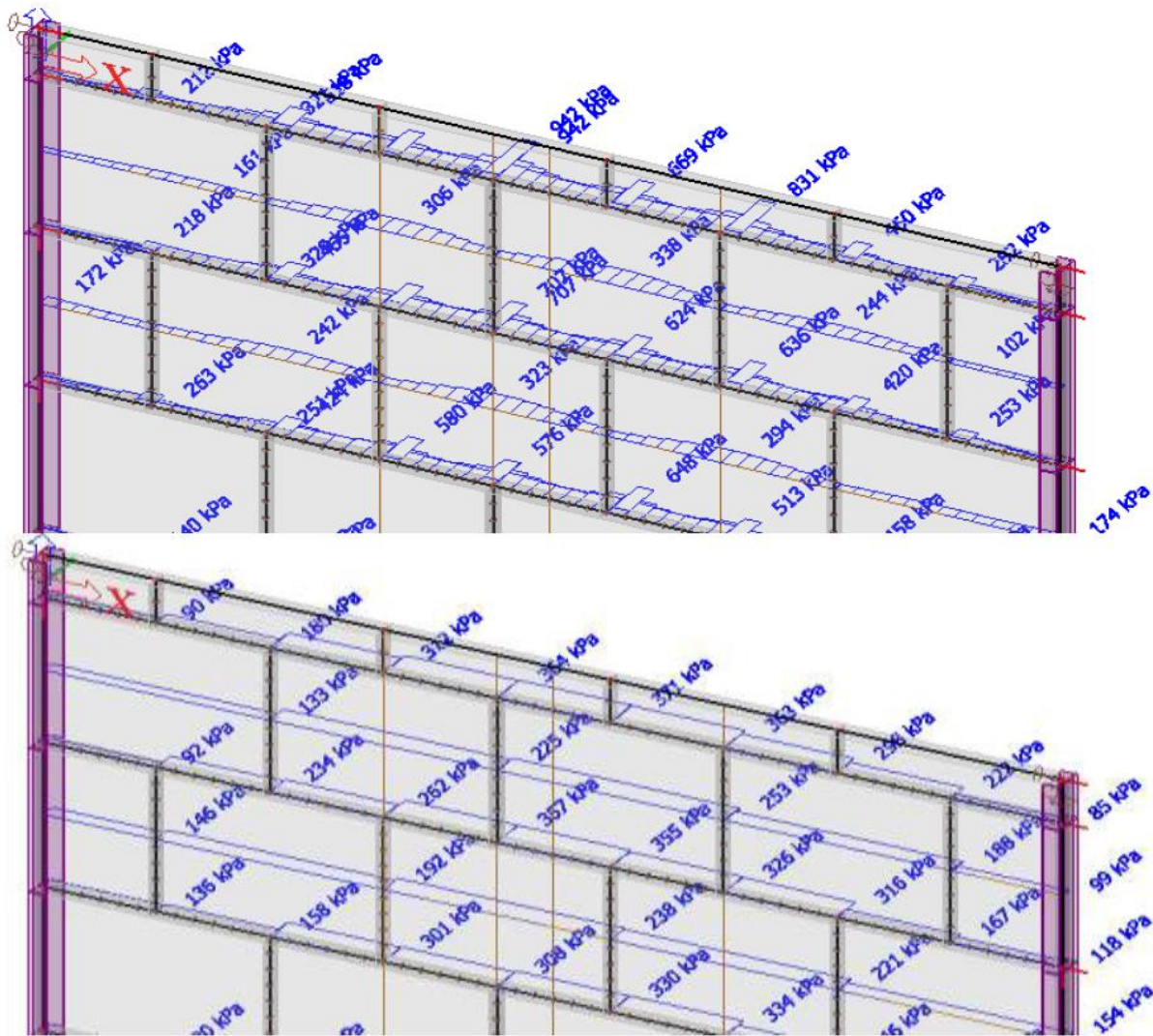


Obr. 23 Lineární model experimentální stěny – průhyb; a) homogenní lineární model; b) lineární model se skutečnou tuhostí styčných a ložných spár

Při uvážení rovnoměrného rozdělení napětí po délce spáry je působící tahové napětí v místě kritické styčné spáry cca 0,16 MPa, v přilehlé tvarovce pak až 0,5 MPa (horní dělená), resp. 0,4 MPa (běžná). Maximální napětí v ložné spáře (uváženo rovnoměrně na délku jedné tvarovky) je cca 0,37 MPa; viz obr. 24 a 25.



Obr. 24 Lineární model experimentální stěny se skutečnou tuhostí styčných a ložných spár – tahové napětí v kritických místech – svislé řezy; a) nezprůměrované hodnoty pro celou spáru/tvarovku; b) zprůměrované hodnoty pro celou spáru/tvarovku



Obr. 25 Lineární model experimentální stěny se skutečnou tuhostí styčných a ložných spár – tahové napětí v kritických místech – vodorovné řezy; a) nezprůměrované hodnoty pro celou spáru/tvarovku; b) zprůměrované hodnoty pro celou spáru/tvarovku

7 Závěr

Na základě všech v předchozím textu popsaných činností, tedy:

1. diagnostice aktuálního stavu konstrukcí příček PROMONTA in situ,
2. odběru vzorků z posuzovaných stěn pro laboratorní rozbory (jádrové vývrty a trámečky/hranoly),
3. vyzdění, zkouška a následné vyhodnocení velkoplošných vzorků,
4. numerické modelování full scale testu,

bylo možno stanovit požadované charakteristiky zdiva příček PROMONTA. Klíčové mechanické charakteristiky zjištěné na odebraných vzorcích z konstrukcí jsou sumarizovány v *tab. 1* (střední hodnota a charakteristická hodnota – 5 % kvantil při uvážení lognormálního rozdělení); zásadní veličiny jsou stručně shrnuty též v *tab. 5*.

Tab. 5 Klíčové mechanické charakteristiky konstrukcí ze vzorků odebraných v areálu EDU a součinitel zohledňující rozdíl mezi odebraným a full-scale vzorkem

Sledovaná charakteristika	EDU střední hodnoty (bez „nulových“ vzorků); [MPa]	EDU char. hodnoty (bez „nulových“ vzorků); [MPa]	Navýšení souč. ADM [-]
Pevnost v příčném tahu f_{ct} – vývrty, ložná spára	0,236	0,149	1,5
Pevnost v příčném tahu f_{ct} – vývrty, styčná spára	0,139	0,055	1,5
Pevnost v tahu za ohybu na hranolech f_{cf} – ložná spára	0,317	0,147	1,5
Pevnost v tahu za ohybu na hranolech f_{cf} – styčná spára	0,202	0,084	1,5
Pevnost ve smyku na vývrtech f_s – ložná spára	0,296	0,151	1,0*
Pevnost ve smyku na vývrtech f_s – styčná spára	0,162	0,101	1,0*

* Poznámka: Při full-scale experimentu nedošlo k tomuto typu porušení, nelze tedy spolehlivě určit hodnotu součinitele.

Dále lze vyslovit následující závěry:

- z výsledků obou zkoušek full scale vzorků příček – experimentálních stěn – s odlišnou mírou promaltování je zřejmé, že způsob/kvalita promaltování spár jednoznačně determinuje výsledek zkoušky, tj. porušení celistvosti vzorku příčky i její těsnost;
- souběžně s full-scale vzorky byly provedeny jádrové vývrty a vzorky trámců pro ověření odlišností mezi zdíciými prvky na skutečné konstrukci a zdíciými prvky MultiGips spojenými maltou MultiGips Fugenfuller použitými v průběhu full-scale experimentu. Lze konstatovat, že výsledky dosažené na vzorcích s minimálním vyplněním spár jsou srovnatelné s výsledky na neporušených vzorcích jádrových vývrťů odebraných ze skutečné konstrukce provedené z prvků PROMONTA;
- experimentální Vzorek II při cyklování na hladině 350 Pa vykazoval podstatný nárůst deformace při každém cyklu. Lze usuzovat, že při opakování cyklů na hladině 350 Pa by příčka s vysokou pravděpodobností selhala bez dalšího navýšení zatížení. Je tak zřejmé, že s vysokou pravděpodobností není možné reálnou konstrukci opakovaně zatěžovat hladinou působícího tlaku 350 Pa bez kumulace poškození v konstrukci a její postupné degradace;
- sestavený nelineární numerický model s velkou shodou predikuje chování experimentálního Vzorku II testovaného v laboratoři; porušení bylo dosaženo shodným způsobem – tahem za ohybu ve styčné spáře. Veškeré vstupy nelineárního modelu byly pro možnost srovnání s reálnými vzorky uváženy ve středních hodnotách. Lze porovnat působící hlavní tahové napětí v kritické spáře při kolapsu vzorku (cca 525 Pa) a požadované hladině působícího tlaku na konstrukci (350 Pa) – tento poměr je cca 1,51 a je ve velmi dobré shodě se zjištěním zkoušky Vzorku II;
- při zohlednění způsobu porušení Vzorku II při experimentu a též výsledků predikce nelineárního modelu lze uvážit zvýšení středních hodnot charakteristik tahu za ohybu, resp. příčného tahu stanovenému na odebraných vzorcích jádrových vývrťů/trámců součinitelem 1,5 (viz tab. 5)⁸. Toto konstatování je však platné pouze pro testovanou konstrukci, daný způsob statického zatěžování a při full scale testech zjištěný způsob porušení – tj. uvážené geometrické rozměry, střední hodnoty sledovaných charakteristik, porušení tahem ve spárách a statické působení aplikovaného zatížení.
- lineární numerický model byl sestaven za účelem predikce chování experimentální konstrukce testované v laboratoři při působení zatížení v lineární oblasti chování, tj. především pro hladinu působícího zatížení 350 Pa⁹. Model vykazuje dobrou shodu s pozorovaným chováním experimentálního Vzorku II;
- lineární model lze využít pro prognózu chování příček PROMONTA s jinou geometrií při nižších hladinách namáhání.

⁸ Tato skutečnost je způsobena především rozdílným působením/chováním při zatěžování malých vzorků odebraných přímo z konstrukce a celé full scale experimentální stěny (tzv. size-efekt); případně možného negativního ovlivnění vzorků při odběru z konstrukce.

⁹ Model nelze věrohodně využít pro oblast vyšších hladin působícího tlaku, kdy již dochází k porušení spár a tvorbě trhlin, a tedy nelineární odezvě konstrukce na vnášené zatížení.

Při interpretaci výše uvedených závěrů je zásadní uvážit, že v případě výsledků experimentů (není-li uvedeno jinak) je prezentována střední hodnota sledované charakteristiky (např. únosnost full-scale experimentální stěny). Vzorke materiálu odebrané z testovaných experimentálních stěn v laboratoři neobsahovaly „nulové“ hodnoty, tj. vzorky porušené již při odběru. V reálné konstrukci se však tato místa vyskytují a nelze tak vyloučit jiné (horší) chování.

Literatura

- [1] Podklady k příčkám PROMONTA.
- [2] ČSN ISO 13822 (730038) Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí; 2015.
- [3] ČSN EN 1996-1-1 (731101) Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce; 2013.
- [4] Podklady k sádrovým blokům MULTIGIPS. VG-ORTH GmbH & Co. KG.
- [5] Podklady k sádrové maltě MultiGips Fugenfuller. VG-ORTH GmbH & Co. KG.

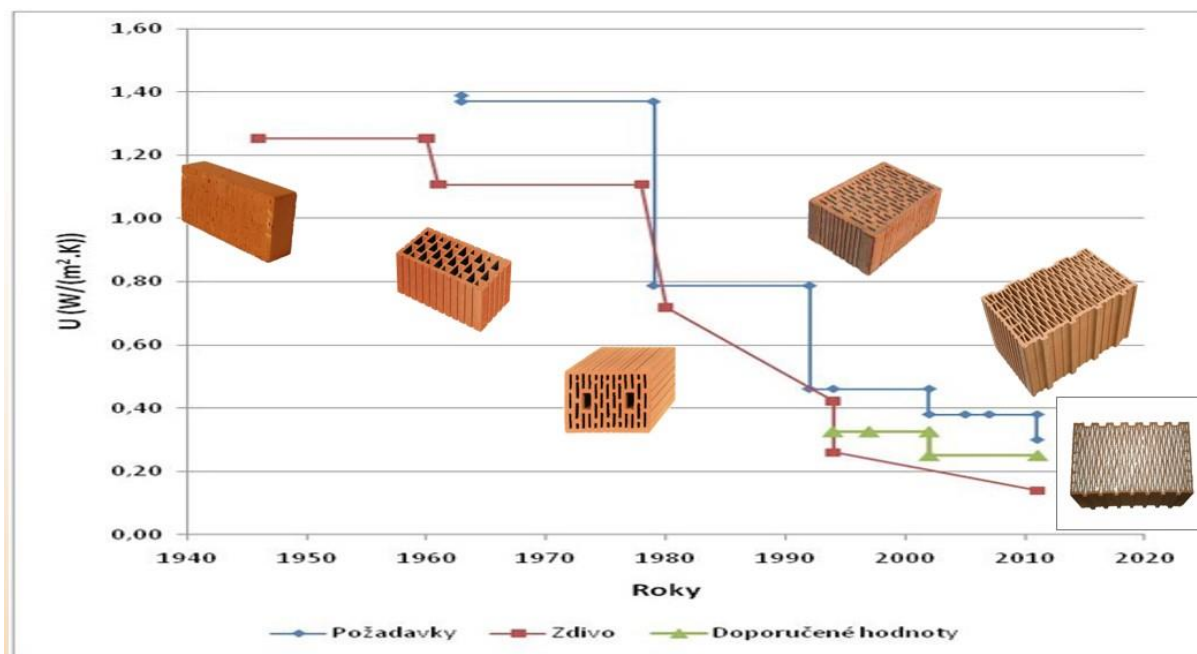
ZDIVO Z BROUŠENÝCH CIHEL VYZDĚNÉ NA MODERNÍ MALTY: STATIKA A POŽÁRNÍ BEZPEČNOST

Ing. Zuzana Hejlová; Ing. Pavel Heinrich

Heluz cihlářský průmysl v.o.s.

Úvod

Zdivo z broušených pálených cihel je v dnešní době ve střední Evropě hojně rozšířené. Používá se zejména pro zdění obytných budov jako jsou rodinné domy, řadové domy, bytové domy (obvykle do 4. NP) či pro vyzdívky monolitických konstrukcí. Přechod k broušeným cihlám byl motivován zvýšením tepelného odporu zdiva (zřejmě jako důsledek energetických krizí ve druhé polovině 20. století), kdy se nejdříve začaly cihly vylehčovat dutinami a vyrábět cihly tzv. velkoformátové a současně se začal potlačovat objem obyčejné malty tvořící významný vodič tepla, protože obyčejná malta pro zdění má několikanásobně (4× až 10×) větší tepelnou vodivost než samotné velkoformátové cihly. Dalším typem vylepšení tepelně izolačních vlastností zdiva byl příchod lehkých, resp. tepelně izolačních malt.



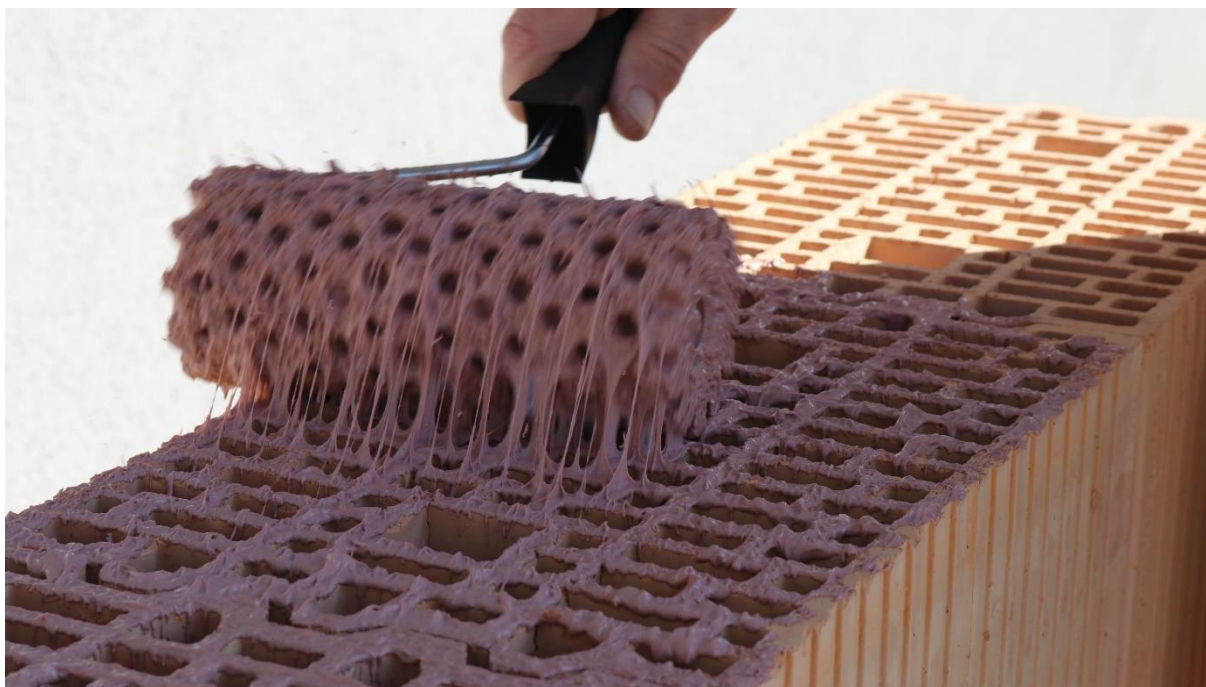
Obr. 1 Vývoj cihel a tepelně izolačních vlastností zdiva reprezentovaných součinitelem prostupu tepla U [5]

Dále bylo upuštěno od maltování svislé styčné spáry. Na začátku 80. let byla v Německu vyvinuta technologie pro výrobu tzv. broušených cihel [1]. Broušené cihly jsou takové cihly, které mají zbroušené vodorovné ložné plochy pro maltu vyznačující se velmi malými odchylkami od jmenovitých rozměrů výšky, rovinnosti a rovnoběžnosti rovin ložných ploch oproti nebroušeným cihlám. Pro kvalitní broušené cihly v kategorii tolerancí rozměrů T2+ je tolerance rozměru výšky cihel max. $\pm 1,0$ mm [2]. Výrobci dokonce deklarují i výrazně menší tolerance rozměru výšky. To umožnilo zavedení tenkovrstvých malt na bázi cementu, které se nanášejí pomocí maltovacích válců. Kromě výrazného zvětšení tepelného odporu zdiva bylo dosaženo i výrazného snížení pracnosti zdění, které lze řadit k další velké motivaci pro vývoj inovativních stavebních výrobků a technologií.

V roce 2006 bylo v Rakousku zahájeno testování nového systému zdění pomocí PU pěny, které bylo zakončeno vydáním osvědčení rakouskou certifikační autoritou v roce 2009 [1]. Tento systém zdění se na poli malých obytných budov stal velmi oblíbeným a rozšířeným. Tento počín otevřel dveře k vývoji dalších typů „necementových“ malt jako je např. francouzský systém Biobric Fix´bric [3] či předem připravená malta HELUZ SIDI [4] – obr. 2 a 3.



Obr. 2 Ukázka technologie zdění broušených cihel – systém Biobric Fix'bric [3]



Obr. 3 Ukázka zdění předem připravenou maltu HELUZ SIDI pomocí multiprenového válečku [5]

Důsledkem tohoto poměrně rychlého vývoje je dosahování rozdílných užitných parametrů zdiva, které je podmíněno typem zdicích prvků (cihly) a druhem malty. Jedním z důležitých bodů je fakt, že ve stavební praxi je volbě malty pro broušené cihly nutno věnovat značnou pozornost, a to jak z pohledu pevnosti zdiva, tak i z pohledu požární odolnosti. I pro moderní necementové malty je možné pro statický návrh a posouzení používat stejné zásady a aplikační pravidla podle ustanovení Eurokódu 6. Tzn. je přípustné zdivo navrhovat podle

normy ČSN EN 1996-1, části 1-1: Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce nebo části 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí, neboť metodika uvedená v těchto normách platí pro navrhování konstrukcí jak obvyklého (tj. zdivo s cementovými maltami) tak i inovačního charakteru (tj. zdivo s bezcementovými maltami), jak je definováno již v samotném statusu a rozsahu použití Eurokódu 6.

Je samozřejmé, že nelze např. přebírat vzorce pro stanovení charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku nebo přebírat pevnost zdiva v tahu za ohybu z tabulek uvedených v normě, ale všechny materiálové charakteristiky musí v tom případě výrobce deklarovat na základě svých provedených zkoušek. Pro každý typ pevnostní zkoušky je vydaná zkušební norma ČSN EN, kde jsou předepsaná pravidla, jak velký má být zkušební vzorek, jak musí proběhnout zkouška, jak se mají výsledky vyhodnocovat apod. a tím je vlastně prokázáno, že i zdivo vyzdžené na moderní (bezcementové malty) se chová řádně a obvykle podle běžných zvyklostí. Tyto pevnostní charakteristiky a další mechanicko-fyzikální vlastnosti by měl každý výrobce deklarovat v technických podkladech k příslušnému výrobku, resp. systému. I navrhování zděných konstrukcí za požáru viz Eurokód 6 část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru společně s národní normou ČSN 73 0810 Požární bezpečnost staveb – Společná ustanovení je možné provádět na základě provedených zkoušek a expertíz. Tabulkové hodnoty REI, EI, R z ČSN EN 1996-1-2 nelze pro zdivo vyzdžené na necementové malty přebírat.

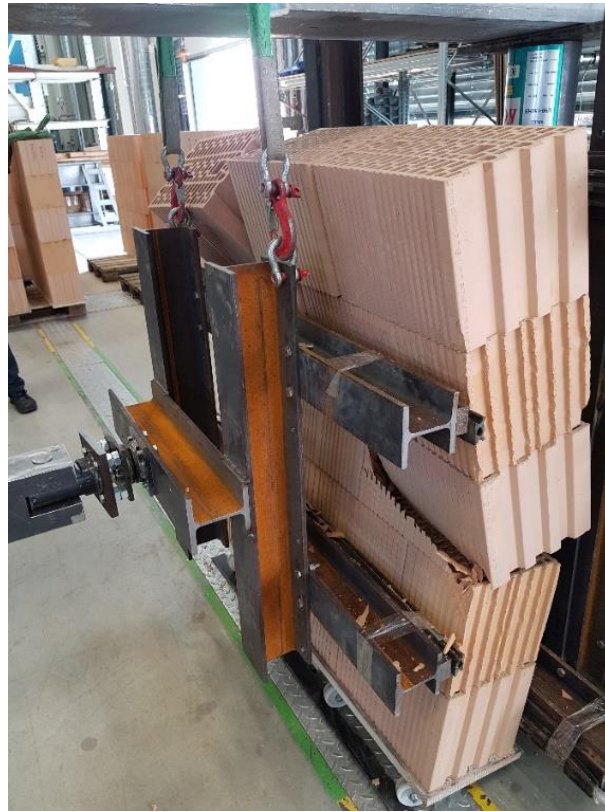
Průběh vývoje předem připravené silikátově disperzní zdicí malty

Motivací pro vývoj nové malty pro broušené cihly bylo snížení pracnosti zdiva, snížení přesunu stavebních hmot při dosažení srovnatelných užitných vlastností zdiva s cementovou tenkovrstvou maltou. Důležitou podmínkou bylo dosažení vysoké míry spolehlivosti malty s ohledem na snadný způsob nanášení malty pomocí multiprenového válečku. To je novinka, neboť dosud se na stavbách u zdění na tenkovrstvé cementové malty zakazovalo zdění pomocí různých malířských válečků apod., a bylo povoleno jen nanášení malty pomocí speciálních nanášecích válců, případně podle typu malty ještě namáčením cihel do čerstvé malty nebo nanášení malty pomocí zubového hladítka na cihly vyplněné expandovaným polystyrénem [11].

Použití jiných způsobů nanášení tenkovrstvých malt, než jaké doporučují výrobci, vede k hrubému porušení technologické kázně, neboť může dojít k tomu, že ložná plocha cihel bude maltou v podstatě pouze obarvena resp. na ní může být nanášena velmi slabá vrstva malty. Zdivo pak nemůže vykazovat deklarované statické parametry.

Vývoj nové malty určené pro broušené cihly trval více jak 3 roky. Samotný vývoj byl rozdělen na vývoj samotné hmoty, na ověřování vlastností zdiva a na certifikační proces. Pokud se zaměříme na ověřování vlastností zdiva, tak k základním zkouškám patřilo ověřování mechanických vlastností zdiva. Na základě série zkoušek zástupců cihel 2. a 3. skupiny pálených cihel [10] bylo ověřeno, že pevnost zdiva v tlaku odpovídá návrhovým předpokladům podle ČSN EN 1996-1-1. Dále byly ověřovány pevnosti zdiva ve smyku a v tahu za ohybu. V rámci certifikačního procesu autorizovanou osobou (TZÚS s.p.) byly ověřovány další vlastnosti malty na základě podobnosti k normě ČSN EN 998-2. Certifikační proces lze vnímat jako potvrzení spolehlivosti nové zdicí technologie pro stavbu zděných konstrukcí.

Jednou z důležitých podmínek pro užití nové malty je i zvýšený požadavek na kvalitu cihel, kdy je nutné dodržet výrobní toleranci výšky cihel na úrovni $T_m \pm 0,4$ mm. To znamená, že výrobce musel zlepšit kvalitu broušení cihel o 20 % – z původní výrobní tolerance $\pm 0,5$ mm. V rámci uvádění výrobku na trh je pravidelně dohledována kvalita výroby také na straně výrobce malty. Protože tato technologie zdění je poměrně nová, neustále probíhají další zkoušky nad rámec certifikačního procesu, aby bylo možné zpřesňovat údaje o vlastnostech zdiva pro různé vyráběné typy cihel v rámci jedné skupiny zdicích prvků tzn. například pro cihly s různou geometrií, pevností v tlaku či objemovou hmotností.



Obr. 4 Ukázka porušení vzorku zdiva při zkoušce v tahu za ohybu rovnoběžně s ložnými spárami [5]

Tab. 1 Přehled pevností zdiva pro různý druh tenkovrstvé malty pro zdicí prvek skupiny 3 (tepelněizolační cihly)

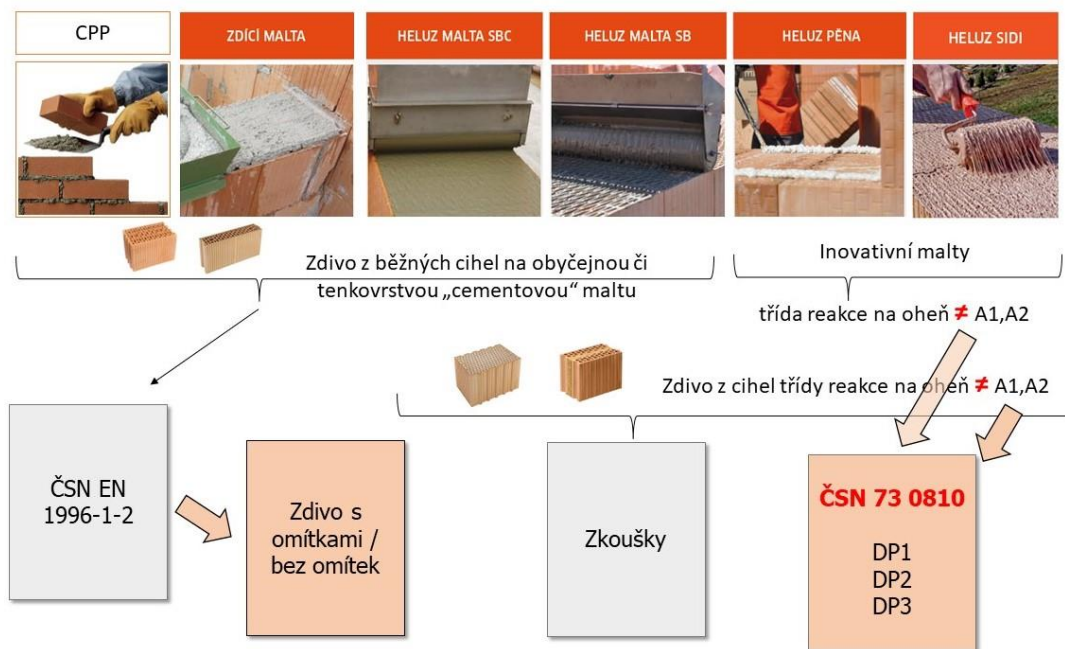
Zdicí prvek	HELUZ FAMILY 44 broušená	HELUZ FAMILY 44 broušená	HELUZ FAMILY 44 broušená
Skupina zdicího prvku	3	3	3
Průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku [N/mm ²]	10	10	10
Typ malty	Tenkovrstvá malta na cementové bázi HELUZ SB	Předem připravená malta HELUZ SIDI	HELUZ Pěna
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k [N/mm ²]	2,7	2,7	2,0

Tab. 2 Přehled pevností zdiva pro různý druh tenkovrstvé malty pro zdicí prvek skupiny 2 (cihly pro nosné
obvodové či vnitřní stěny)

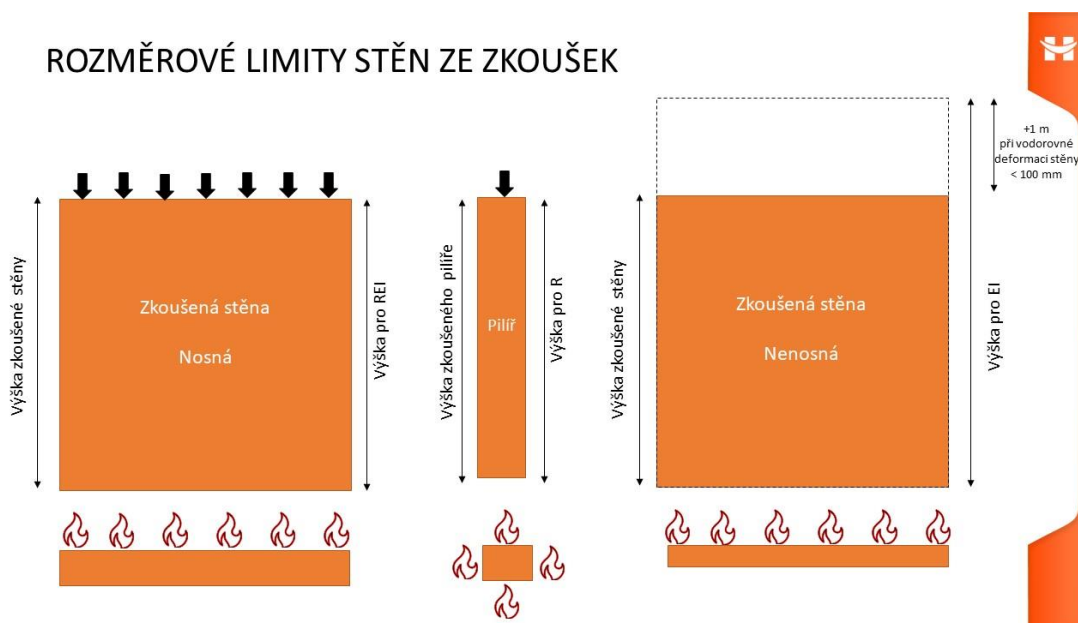
Zdicí prvek	HELUZ UNI 25 broušená	HELUZ UNI 25 broušená	HELUZ UNI 25 broušená
Skupina zdicího prvku	2	2	2
Průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku [N/mm ²]	12,5	12,5	12,5
Typ malty	Tenkovrstvá malta na cementové bázi HELUZ SB	Předem připravená malta HELUZ SIDI	HELUZ Pěna
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k [N/mm ²]	4,5	4,5	2,0

Požární odolnost zdiva vyzdřeného na moderní malty

Stanovení požární odolnosti zdiva patří k základním požadavkům kladených na nosné i nenosné konstrukce. Pro určení požární odolnosti zdiva z pálených zdicích prvků vyzdřených na běžné malty uváděné na trh podle ČSN EN 998-2 [5] tzn. na cementové či vápenocementové bázi tedy obyčejné, lehké, tepelněizolační a tenkovrstvé lze využít normu ČSN EN 1996-1-2 [6]. Ale pro zdivo vyzdřené na necementové malty je potřeba vycházet z výsledků zkoušek a jejich přímých aplikacích a zároveň respektovat ustanovení v národních normách řady ČSN 73 08XX primárně však v normě ČSN 73 0810 [7], která zavádí požadavky na druh konstrukční části (DP1, DP2 a DP3) s ohledem na příspěvek k rozvoji požáru vlivem materiálového složení konstrukce či na vybrané konstrukční detaily.



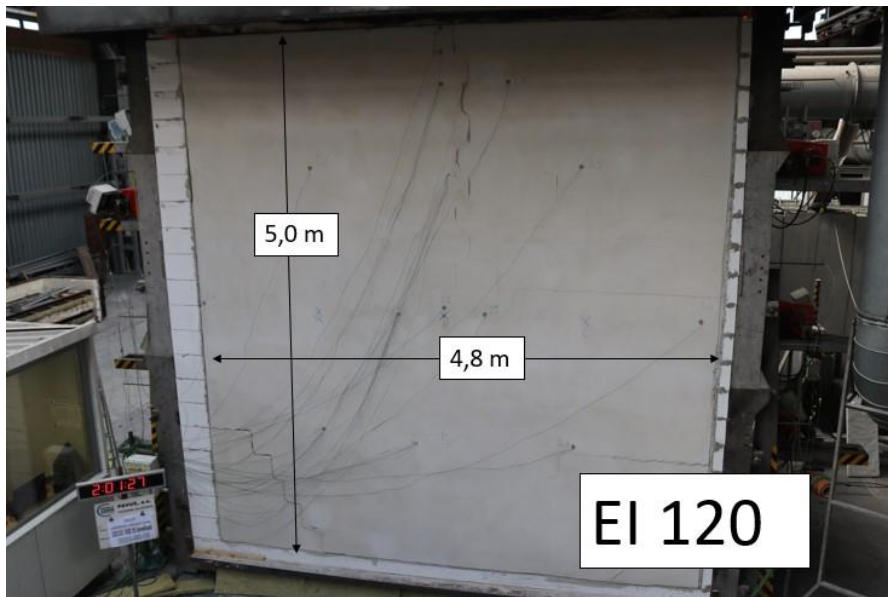
Obr. 5 Přehled určení požární odolnosti zdiva vyzdřeného z různých typů cihel a různých malt [5]



Obr. 6 Rozměrové limity - standardní výška zkušebního vzorku stěn a pilířů je 3 m, což odpovídá rozměrům zkušebního zařízení v požárních laboratořích [5]

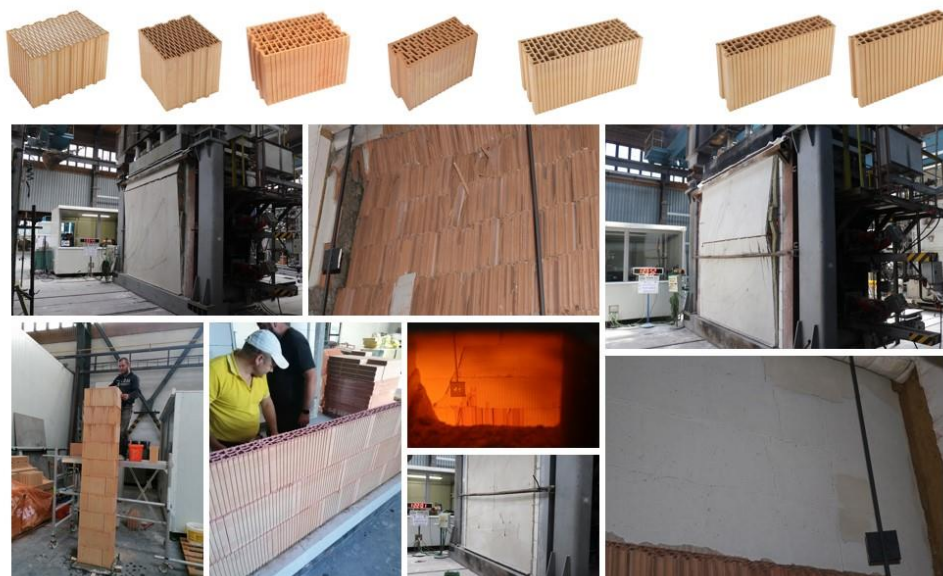
Proto je při volbě technologie zdění s moderním typem malty nutno vycházet z výsledků zkoušek konkrétního výrobce a podmínek, za jakých je výsledky zkoušky možné uplatnit (stupeň využití stěny, výška stěny, tloušťka stěny, povrchové úpravy apod.).

Společnost HELUZ kontinuálně provádí v rámci svého vývoje požární zkoušky pro další nosné stěny, nosné stěny a pilíře. Jedná se o sérii zkoušek zahrnující široké výrobové portfolio broušených cihel. Vedle standardního rozměru zkušebních vzorků bylo přistoupeno i k testování velkorozměrových nenosných stěn s výškou 5 m vyzděných na maltu HELUZ SIDI a zdicí HELUZ Pěnu, které se mohou hodit jako vyzdívkový do skeletových systémů.



Obr. 7 Velkorozměrová zkouška nenosné stěny z broušených cihel HELUZ UNI 25 broušená vyzděná na maltu HELUZ SIDI a oboustranně omítnutá omítkou tl. 15 mm [5]

Zajímavostí jsou i zkoušky nenosného zdiva určených pro příčky bez omítek, které jsou využitelné např. pro zdivo instalačních šachet. Pro projektanty jsou výsledky uvedeny v Požárně klasifikačních osvědčeních vydaných akreditovaným certifikačním orgánem PAVÚS a.s. a jsou dostupné na webu výrobce určeného stavebním odborníkům [9].



Obr. 8 Ilustrační obrázek s přehledem zkoušek zdiva vyzděného z broušených cihel HELUZ na maltu HELUZ SIDI (nosné stěny, pilíř, nenosné stěny) [5]

Závěr

Vývoj cihel a technologií zdění je stále pokračující proces v dnešní době motivovaný zejména snižováním pracnosti zdění. Možnost broušení cihel znamenala zavedení nových typů tenkovrstvých malt. V dnešní době se vedle běžných cementových malt (obyčejných i tenkovrstvých) výrazněji prosadily necementové malty na polymerové bázi. Z pohledu navrhování zdiva je potřeba věnovat zvýšenou pozornost správné volbě konkrétní sestavy zdicích prvků a malty. Pro statický návrh a posuzování zdiva lze i pro tyto typy malt používat metodiku uvedenou v Eurokódu 6 s tím, že je potřebné respektovat doplňující předpisy konkrétního výrobce, který uvádí důležité podmínky pro správný návrh a provádění zděných konstrukcí. To je důležité proto, aby byla zajištěna jejich bezpečnost a trvanlivost převyšující předpokládanou životnost stavby. S ohledem na progresivní vývoj v rámci cihelných konstrukcí je nutné zajímat se o nové technologie a zvětšovat si povědomí o užití Eurokódu 6, aby konstrukce z moderních zdicích prvků a malt byly správně technicky i ekonomicky navrhovány.

Zdroje

- [1] Bricks / Ziegel Yearbook / Jahrbuch 2014, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh, 2013, ISBN 978-3-7625-3659-8.
- [2] ČSN EN 771-1 Specifikace zdicích prvků – Část 1: Pálené zdicí prvky.
- [3] <https://www.biobric.com/fixbric>.
- [4] <https://www.heluz.cz/>.
- [5] Archiv autora.
- [6] ČSN EN 998-2 Specifikace malt pro zdivo – Část 2: Malta pro zdění.
- [7] ČSN EN 1996-1-2 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- [8] ČSN 73 0810 Požární bezpečnost staveb – Společná ustanovení.
- [9] <https://selektorkonstrukci.heluz.cz>.
- [10] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce.
- [11] HELUZ Prováděcí příručka.

TEKLA STRUCTURES VE VZTAHU K ARCHITEKTUŘE

Ing. et Ing. Martin Mařašovský, MBA

Construsoft s.r.o.

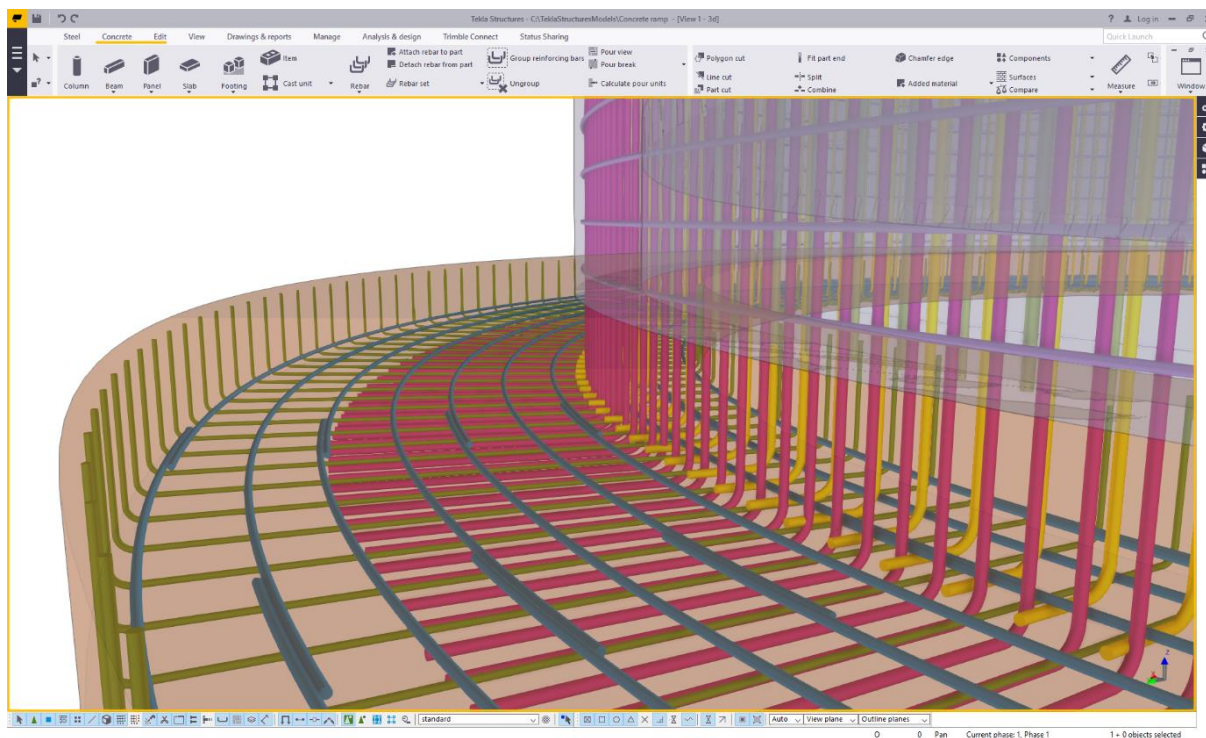
Dnešní stavebnictví zažívá opětovné obrození architektury. Navrhované konstrukce mají charakter složitých geometrických tvarů, které dodávají konstrukci na jedinečnosti. Vytvářet tyto konstrukce ve 2D je velice komplikované a přináší celou řadu problémů. Při použití těch správných 3D nástrojů, je možné tyto konstrukce navrhnout efektivně a bezchybně. Při navrhování za pomoci 3D technologie, má projektant celý projekt stále pod kontrolou a již při samotném návrhu, je schopen předejít kolizím mezi jednotlivými prvky a celou konstrukci vyztužit velice efektivně. Všechny výhody a efektivitu práce ve 3D BIM prostředí poskytuje také software Tekla Structures se svými pokročilými nástroji a funkcemi pro vytváření geometrie i jejího vyztužení.

Vytváření geometrických tvarů

Navrhování geometrie tvaru je v Tekla Structures realizováno pomocí základních prvků, jakou jsou: stěna, sloup, deska a patka a další. Za pomoci těchto prvků, jejich ořezávání, spojování a obecně booleovské operací, je možné vytvořit architektonicky komplikovanou konstrukci. Nyní je možné vytvářet i velice tvarově složité konstrukce, a to za pomoci nástroje "upravit geometrii", tento nástroj umožňuje editaci elementu položky. Pomocí této editace je možné například vytvořit spád k jednomu bodu v desce (vytváření vnitřních hran a bodů v desce). S touto funkcí souvisí možnost konverze nativních objektů na položky.

Vyztužení atypické geometrie

Tekla Structures při návrhu vyztužení využívá principu krytí výztuže. Výztuž, která je modelována, se automaticky přizpůsobuje tvaru navržené konstrukce. Díky tomu, je možné vyztužovat i geometricky složité konstrukce, jako jsou oblé stěny, skořepiny, mosty apod. Vyztužování konstrukcí je možné provádět za pomoci nainstalovaných komponent, které vyztuží vybranou konstrukci automaticky, dle nastavení uživatele. Tekla si sama vyřeší kolize mezi jednotlivými pruty a umístí je do té správné pozice. Parametrizování výztuže dochází v dialogových oknech, které následně veškeré změny převedou do modelu samotného. V modelu není nutné pracovat s jednotlivými pruty, ale tento způsob umožňuje řešit vyztužení prvku jako celku. Pro komplikované konstrukce je možné komponenty finálně upravit ručně a vytvořit tak potřebný tvar výztuže.



Obr. 1 Zakřivený tvar betonové konstrukce včetně jejího vyztužení podélnou i příčnou výztuží

Úprava pohledových ploch betonových konstrukcí

Dnes je více než kdy jindy kladen důraz na povrchovou kvalitu betonu. Každý železobetonový povrch má jinou strukturu. Každé ploše vytvořenému prvku v Tekla Structures, je možné přiřadit jiný typ pohledové úpravy, jako například nátěr, typ betonové směsi, nebo definovat jiné parametry plochy. Rovněž je možné pracovat s celou plochou vybraného prvku, vybranou stranou, nebo s vybranou oblastí na ploše.

Při nastavování vybraných parametrů povrchové úpravy je možné jednotlivé typy pohledových částí od sebe oddělit graficky, což usnadňuje orientaci v modelu. Rovněž je možné přidělit šrafu pro jednotlivé povrchy, tyto šrafy se automaticky vygenerují ve výkresech pro danou oblast.

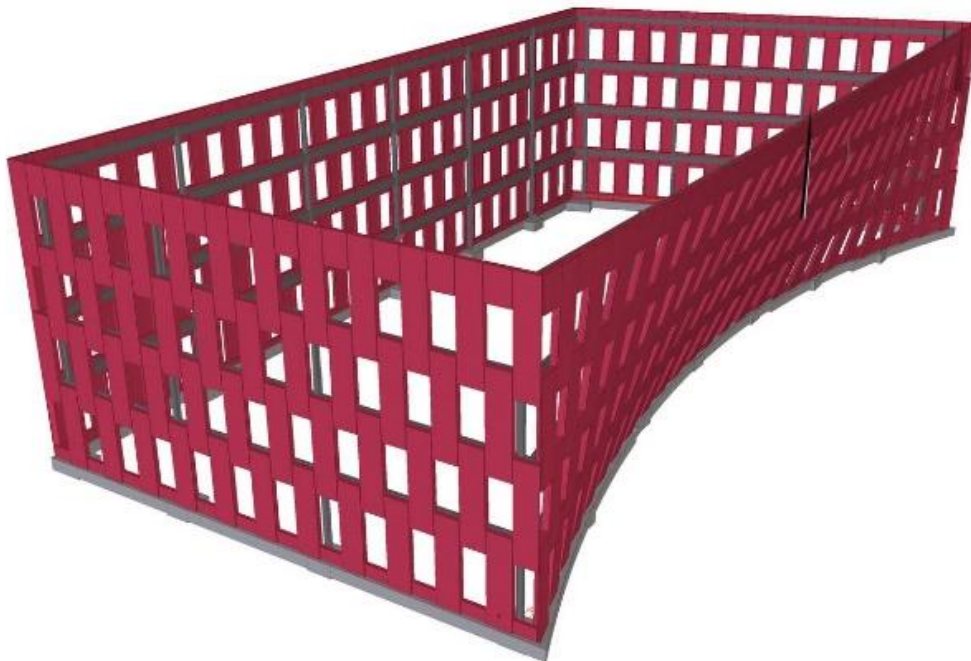
Výhody 3D modelu při využití v architektuře

Při používání těch správných nástrojů, již při samotném modelování konstrukce je možné eliminovat kolize přímo v modelu. Za použití nástroje pro hledání kolizí software automaticky nalezne průnik jednotlivých hmot, označí kolizní místa, a uživatel si může jednotlivé prvky v kolizi opravit. Při změně pozice prvku dochází k přesunu tvaru i výztuže současně. Výztuž je k tomuto tvaru přiřazena a je s tímto prvkem pevně spojena na základě nastaveného krytí výztuže. Pokud dojde ke změně geometrie prvku, výztuž se přizpůsobí nové geometrii prvku.

Při změně geometrie v modelu dochází automaticky ke změně výkresů. U všech výkresů, které jsou dotčeny touto změnou, dochází k automatické opravě. Stávající geometrie prvků a výztuží je přizpůsobena novému tvaru konstrukce. 2D výstupní dokumentace je po zadání oblasti načítána zcela automaticky. Geometrie tvaru a výztuže včetně vlastností je načítána přímo z modelu. Jednotlivé řezy a detaily se zadávají vymezením oblasti v pohledu výkresu. Po zadání pozice umístění, jsou tyto řezy a detaily vygenerovány automaticky podle předem uložené šablony.



Obr. 2 Organické tvary fasádních i jiných prvků nejsou v novodobé architektuře nic výjimečného



Obr. 3 Ukázka modelu fasádních prvků, které jsou tvarově komplikované

Po vytvoření prvního výkresu, je možné ostatní výkresy klonovat na jeho základě a redukovat tak ruční práci ve výkresech na minimum. Za pomoci této funkce se přenesou i informace, které byly provedeny uživatelem do-
datečně a nebyly vytvořeny automaticky při vygenerování výkresu. Tento nástroj přenesení nastavení do nového výkresu a ušetří tak čas, který by uživatel ztrácel nastavením.

Závěr

Při užití softwaru Tekla Structures, už pro Vás tvorba architektonicky náročných konstrukcí a vyztužení nebude komplikovaným procesem. Při užití těchto správných nástrojů budete efektivnější, jak ve tvorbě tvaru, tak při jeho vyztužení. BIM software Tekla Structures vám umožní mít projekt zcela pod kontrolou a eliminovat chyby. Automatické generování výstupní dokumentace zajišťuje vždy aktuální výkresy, výpisy i výrobní data pro navazující profese.

DŮLEŽITOST TLOUŠŤKY STĚN OKENNÍCH PROFILŮ Z POHLEDU KVALITY – TŘÍDA A

Milan Klepsa

VEKA AG

Od moderních plastových oken dnes uživatel očekává dlouhou životnost a dokonalou funkčnost. Samozřejmostí je vysoká schopnost izolovat teplo nebo hluk, odolávat proti větru a dešti, stejně jako proti násilnému vniknutí a mimo jiné i malé nároky na ošetřování. Současně lze pozorovat trend ke zvětšování rozměrů elementů, stále častěji se prosazují zasklení s **vyšší hmotností (izolační trojskla, speciální zvukově-izolační nebo bezpečnostní zasklení)**. Ovládnutí oken musí být přitom pro uživatele snadné. Trvale vzrůstá také poptávka po barevných plastových oknech a dveřích. Tyto vývojové trendy přinášejí stále vyšší požadavky na pevnost a stabilitu rámových konstrukcí. Díky vývoji vyspělých konstrukcí, kvalitních materiálů a výrobních metod v posledních desetiletích se tyto požadavky dosud dařilo plnit. Konkurenční boj a pokračující tlak na snižování cen oken vedou v poslední době ke snahám o snižování výrobních nákladů a v konečném důsledku bohužel často také k „optimalizaci“ použitých materiálů. Soustředíme-li se na možnosti úspor u rámových plastových konstrukcí – rámových a křídlových profilů – setkáváme se stále častěji s otázkou: **Je opravdu nutné používat profily s dosud obvyklou tloušťkou 3 mm u pohledových stěn?**

Původní tloušťka stěn 3,5 – 4 mm u prvních plastových okenních systémů se později díky pokroku extruzní techniky ustálila na ca. 3 mm. Na konci 80. let minulého století se pak po velké diskusi v Německu sjednotila odborná veřejnost v rámci standardu kvality RAL na minimální tloušťce pohledových stěn hlavních profilů 3 mm s tolerancí $\pm 0,2$ mm (a odpovídajících hodnotách pro ostatní stěny profilů), aby byla zajištěna kvalita a funkčnost konečných výrobků. Tento standard se stal určujícím také pro náš trh, kde tradičně pracujeme převážně s materiály a technologiemi z německy mluvících zemí, a kde rovněž požadavky na vlastnosti a provedení oken jsou velmi podobné. ČSN EN 12608-1 zavedla klasifikaci tloušťky stěn hlavních profilů do tříd A, B a C, přičemž třída A s tloušťkou stěn pro pohledové plochy $> 2,8$ mm se prakticky shoduje s německým požadavkem RAL A. Třída B pak přísluší hodnotě $> 2,5$ mm a třída C je bez požadavku, zahrnuje tedy profily s tloušťkou stěn menší než 2,5 mm. Uvedená norma tedy prakticky umožnila používat v celé Evropě okenní profily s různou tloušťkou stěn. Ačkoliv ve výše zmiňované normě je uvedeno, že tato klasifikace tloušťky stěn profilů není určena k naznačení rozdílů v kvalitě profilů nebo ve funkčnosti oken z nich zhotovených, rozhodně to neznamená, že tloušťka stěn rámových profilů nemá vliv na funkční vlastnosti oken. Ve firmě VEKA bylo kromě zhodnocení ekonomického a marketingového provedeno i posouzení technické. Technici firmy VEKA ve své zkušebně porovnávali některé, pro kvalitu konečného výrobku, důležité vlastnosti profilů s tloušťkou stěn $> 2,8$ mm (třída A) a $> 2,5$ mm (třída B) a dospěli k následujícím poznatkům:

- **Pevnost rohových svárů**

Řada měření u profilů třídy B* ukázala pokles pevnosti rohů až o 20 % v porovnání s profily třídy A. Pevnost rohového spoje u svařených rámu a křídel je jednou z velmi důležitých vlastností pro stabilitu a životnost plastových oken.

- **Prohýbání a deformace**

Až o 12 % nižší průhyb než u třídy B*. Pokud je v této části profil nedostatečně dimenzován, může v důsledku nadměrných deformací (průhyb, kroucení) docházet k problémům s netěsností nebo s ovládnutím oken.

- **Pevnost šroubových spojů**

U šroubových spojů, kdy šrouby jsou upevněny pouze v PVC profilu (díly kování, rámová ložiska), klesá síla pro vytržení spoje u profilů až o 20 % v porovnání s profily třídy A. Přitom pevnost šroubových spojů je velmi důležitým faktorem pro bezpečnost a spolehlivost oken. Nesprávné provedení šroubových spojů může způsobit nežádoucí deformace tvaru nebo povrchu plastových profilů.

Dopady na kvalitu i vlastnosti oken

Při výrobě profilů s menší tloušťkou stěn se používá až o 10 % materiálu méně. Toto způsobuje při zatěžovacích testech významné rozdíly ve vlastnostech profilů. A to přináší v praxi těžko odhadnutelná rizika: pokud jsou profily bez určité rezervy bezpečnosti v reálné praxi zpracovávány za ne právě ideálních podmínek, může poměrně snadno dojít k tomu, že takto vyrobená okna nesplňují očekávané požadavky. Důsledkem jsou pak reklamace spojené s dalšími náklady a v konečném důsledku často i ztráta důvěry ve výrobek a jeho dodavatele. Každý zájemce o nová plastová okna a dveře by měl vzít tyto informace při svém výběru v úvahu. Odpovědný výběr se rozhodně nemůže řídit jen podle příznivé ceny. Musí se přihlídnout i k jiným faktorům včetně vyloučení všech možných rizik, protože okna nelze po pár letech vyměnit tak snadno jako poruchové ojeté auto nebo nefunkční domácí spotřebič.

*Zdroj studie VEKA

ZÁVĚR KE KONFERENCI STATIKA STAVEB

Konference Statika staveb 2023 Plzeň proběhla 6. a 7. září 2023 a byla doplněna diskusí na společenském večeru. Celé jednání skončilo druhý den v 15.00 hod.

Program konference Statika staveb 2023 Plzeň byl volen tak, aby obsáhl značnou část problematiky projektování a realizace konstrukcí staveb. Naše konference není úzce zaměřena pouze na jeden stavební materiál a konstrukce z něj navrhované a prováděné.

Konference přinesla při svém jednání v příspěvcích a v diskusi následující informace a náměty:

1. Nové normy druhé generace eurokódů
2. Pozice mechanické odolnosti vůči tepelné technice a akustice
3. Základní požadavky na stavby
4. Spolehlivost
5. Obecné technické předpisy
6. Nedostatečné podklady
7. Fotovoltaika na střechách
8. Zelené střechy
9. Opěrné stěny
10. Práce neautorizovaných osob
11. Zděné konstrukce
12. Postavení statika

1. Nové normy druhé generace eurokódů

Pro následující roky, do roku 2027, popřípadě i déle, budou zaváděny v platnost nové normy druhé generace návrhových norem – eurokódů. Jedná se, zjednodušeně řečeno o doplnění, úpravy a zpřesnění textu norem první generace eurokódů. Na konferenci byly ukázány principy připravované normy řady 1990 a 1991 z oblasti zatížení, řady 1992 pro betonové konstrukce a řady 1996 pro zděné konstrukce.

2. Pozice mechanické odolnosti vůči tepelné technice a akustice

V příspěvcích i diskusi bylo několikrát poukázáno na tlak z oblasti tepelné techniky na navrhování nosných konstrukcí. Bylo přímo i konstatováno, že konstrukce je někdy oslabována a snižována její rezerva v spolehlivosti, kompaktnosti a robustnosti. Podle uvedených názorů by měla nosná konstrukce nejprve stát a pak být projektována úprava na další fyzikální funkce stavby, jako je tepelně izolační a akustické vrstvy nebo environmentální požadavky. Nosná konstrukce by měla být jednoduchá a staticky jasná a přehledná. Jednotlivé prvky jako jsou stěny a stropy by měly dobře být svázané. Oslabování vkládáním izolace není vždy vhodné a zvyšuje také časové i finanční nároky na statické posuzování a mění působení prvků.

Podle účastníků konference je třeba si uvědomit, že statika také není nějaká doplňková profese, ale nutná část návrhu stavby. A na jejím řešení závisí, jak stavba stojí a je dlouhodobě spolehlivá. Nelze vytvořit jen architektonický nebo stavební návrh a požadovat řešení konstrukce stylem, že to další vyřeší statik.

3. Základní požadavky na stavby

Samozřejmě je při návrhu a posouzení stavby třeba plnit základní požadavky na stavby, kterých bude v novém stavebním zákoně sedm. Pro statiku je zde uveden **požadavek první na mechanickou odolnost a stabilitu**, který vystihuje už ve svém názvu důležitost toho, aby stavba byla stabilní a spolehlivá. Návrh nosné konstrukce je třeba řešit u pozemních staveb jistě s ohledem i na další zákonné požadavky. Proto je dobré diskutovat principy, jak souladu požadavků a dobré statické funkce dosáhnout a vlastní konstrukci neomezovat. Je zde i hledisko mimořádných účinků, zejména požárních.

Na konferenci zaznělo několik námětů, jak konkrétní případy řešit nebo jak principy vhodného návrhu zveřejňovat a diskutovat včetně seminářů a komorových časopisů. Bylo poukázáno, že i současné rodinné domy nejsou někdy jednoduchou stavbou, obsahují například velkými otvory zeslabené zděné stěny anebo pilíře s velkou koncentrací zatížení.

4. Spolehlivost

Pro návrh konstrukce je důležité, že celoevropská norma uvádí postup k dosažení požadované spolehlivosti. Toho se se dosáhne tak, že se projekt provede podle základní normy pro navrhování a ostatních evropských norem, například pro zatížení staveb. Další podmínkou je provedení konstrukce na stavbě v souladu s návrhem. Prvky konstrukce musí být dostatečně trvanlivé, aby po dobu požadované životnosti konstrukce odolali konkrétním podmínkám prostředí v místě zabudování. Toto, co jsem uvedl, je přesná definice z normy pro navrhování zděných konstrukcí. A platí i pro ostatní materiály stavby.

A ještě k tomu, opět z dané normy, kde je hranice pro normativní navrhování a co je nad limitem. K návrhu konstrukce na zatížení pocházející z jejího běžného užívání se navíc musí zajistit, že existuje opodstatněná pravděpodobnost, že konstrukce nebude poškozena nesprávně použitými nebo mimořádnými účinky neodpovídajícími původním případům zatížení. U žádné konstrukce se **nemůže očekávat odolnost proti nepřiměřeným silám** a zatížením, odolnost při ztrátě nosného prvku nebo části konstrukce, které by mohly vyvolat extrémní případy.

5. Obecné technické předpisy

Na konferenci bylo řešeno, že proběhla první **fáze připomínek k vyhlášece o technických podmínkách na stavby**. Byl poukázán text zasláný Komorou k doplnění do vyhlášky týkající se ve vyhlášece mechanické odolnosti a stability. Tento zasláný text je uveden v následujících bodech. Nastíněno bylo i jeho obsahové vylepšení pro další projednávání vyhlášky. Předpokládám, že bude ještě doplněn.

(1) Stavební konstrukce se pro mechanickou odolnost a stabilitu navrhují a posuzují na dobu návrhové životnosti podle určené normy, pokud není stanoveno jinak.

(2) Stavební konstrukce a nosné prvky musí být navrženy a provedeny tak, aby po dobu svojí návrhové životnosti vyhověly požadovanému účelu a odolaly účinkům zatížení, návrhových a provozních hodnot namáhání a nepříznivým vlivům prostředí, která se mohou vyskytnout při provádění i užívání stavby. Nosné stavební konstrukce musí odolat též určeným návrhovým mimořádným zatížením. Návrh a posouzení musí být provedeny v souladu s požadavky podle určené normy.

(3) Za změny mechanické odolnosti a stability stavby jako celku nebo jejich částí se považují také změny zatížení a změny, které vyplývají ze stavebních úprav, nástavby a přístavby stavby nebo instalace technologie.

(4) U stavebních úprav dokončených staveb se zpracovává posouzení mechanické odolnosti a stability původních stavebních konstrukcí. Při posouzení vychází se z dostupné dokumentace, stavu konstrukce a výsledků provedených průzkumů a zkoušek.

(5) U vegetačních střeš a teras se uvažují veškerá působící zatížení podle určené normy včetně zatížení od vegetace, vody, pobytu osob a instalovaných technologií.

(6) po uplynutí návrhové životnosti za stav stavby odpovídá její vlastník.

K připravované další důležité vyhlášece, o projektové dokumentaci, nebylo možno na konferenci více říci. Vyhláška se připravuje na Ministerstvu pro místní rozvoj. Víme jen, že pro stavební povolení může mít podobu tzv. dokumentace DUR+ a že budou zmíněny jako podklad průzkumy.

Jak ale zpracovat konstrukční část, o tom je třeba ještě diskutovat. Na jedné straně stojí zjednodušená dokumentace DUR+ a na druhé odpovědnost za návrh nosné konstrukce ve stavebním povolení.

6. Nedostatečné podklady

Nedostatečné podklady pro práci statika byly v příspěvcích na konferenci několikrát zmíněny. Jedná se o práce například na dokončených stavbách, kde potřebujeme původní výkresy, průzkumy a zaměření. Konstrukce jsou často zakryté nebo nepřístupné a jejich zjišťování je náročné. Nemáme k dispozici nějakou celkovou databázi, kde bychom technické údaje o dřívějších konstrukcích zjistili. Bohužel znalost některých stavebníků nebo institucí je taková, že si myslí, že údaje o jejich konstrukci v dnešní digitální době známe a jsme schopni rychle reagovat. Na konferenci padlo, že je třeba veřejnosti říci, že musíme oddělit a předřadit zjišťování stavu konstrukce od projektování nebo posuzování. Projektová kancelář může tyto práce spojit nebo zajistit. Ale často až po zjištění může říci, jak postupovat dále. Byly udány případy chybějící výrobní dokumentace, například pro střešní plechy, zámečnické nebo železobetonové konstrukce. Jak pak máte vědět například v celém rozsahu střechy, jaké jsou zde tloušťky plechů, nebo jaké profily byly užity. Je otázkou, zda by uchování výrobní nebo realizační dokumentace nosné konstrukce by nemělo být zásadní povinností stavebníka. Podle čeho se bude řídit pozdější rekonstrukce nebo posudky? Vše budeme složitě zjišťovat? V době, kdy je prosazován BIM a FM do přípravy, realizace a správy staveb, by se nemělo na skutečnou konstrukci zapomínat.

7. Fotovoltaika na střechách

Z konference vyplývá, že u instalace fotovoltaik na střechách se dnes setkáváme se dvěma problémy. Jednak jde o instalaci na šikmých a plochých střechách bez ověření vlivu na nosnost při povoleném výkonu do 50 kW a za druhé umístování větších výkonových zařízení na plochých střechách bez pohledu na stavební řešení střechy. Dochází zde k menšímu přetížení, koncentraci tohoto zatížení v úložných bodech a zejména změnám zatížení sněhem a větrem.

Bohužel někdy zdá, že stavebník předpokládá, že na střechu lze cokoli položit nebo namontovat. Zejména pokud do výkonu zařízení 50 kW nemusí řešit stavební povolení. Často také předkládá, že fotovoltaický návrh má vše vyřešen a stavební stránka úpravy se nemusí řešit.

Posouzení střechy s FVE není ze strany statiků nějaká byrokracie, zajištění zakázek nebo akce proti fotovoltaike. To je ověření spolehlivosti stávajících konstrukcí. Bylo by jistě dobré, aby každá instalace měla statické ověření.

8. Zelené střechy

Z diskuse na konferenci vyplývá, že vegetační čili zelené střechy, jsou dnes běžnou konstrukcí. Pro statiky představují vyšší zatížení s uvažováním stavební konstrukce, tíhy substrátu pro růst rostlin, vlastní jejich tíhy, klimatických zatížení a v případě pochozích střech i zatížení užitných.

Z informací z celostátní soutěže Zelené střechy 2023 vyplývá, že průměrná tloušťka substrátu pro extenzivní střechy je 100 mm. To pro zatížení střechy představuje nejméně 1,1 kN/m². Pohled na vegetační střechu z pozice zahradního inženýra ve svém příspěvku uvedl Ing. Pavel Dostal, vedoucí sekce Zelené střechy při Svazu pro zakládání a údržbu zeleně. Zároveň bylo poukázáno na dva dokumenty vydané tímto svazem: Vegetační souvrství zelených střech – standardy pro navrhování, provádění a údržbu (r.2019) a Ozelenění fasád (r. 2022). Obě publikace i další informace pro projektanty zelených střech lze stáhnout zdarma na stránkách SZUZ.

9. Opěrné stěny

Opěrná stěny jsou jednou z velmi užívaných inženýrských konstrukcí u pozemních i dopravních staveb. Na konferenci byly ukázány výkresy i fotografie stěn, které bohužel byly špatně navrženy a provedeny a také se pod tlakem zeminy i zřítily. Ukázána byly následující chyby:

- malý základ pod stěnou navržený v malé šířce, někdy i jako pas u rodinného domu;
- neprovázání základu a stěny výztuží;
- chybějící drenáž pro odvod vody v zemině za stěnou;
- nedostatečná výztuž a její převázání;
- neupřesnění podmínek návrhu a provádění při použití bednicích dílců;
- dilatace po délce stěny.

Uvedené případy nejsou ojedinělé. Týkají návrhu AO i samotných stavebníků a některých firem. Bylo by dobré se problematikou užití bednicích dílů více zabývat.

10. Práce neautorizovaných osob

Na příkladech bylo na konferenci ukázáno, že v praxi se pohybují osoby, které dělají statické práce, výkresy a výpočty bez potřebné autorizace. Pak hledají autorizovanou osobu, která by jejich návrh podepsala a opatřila razítkem, pokud tomu je tak třeba.

Zde je třeba ale rozlišit práci těchto osob v rámci obecně neautorizované dokumentace a práce nutně zpracované autorizovanou osobou. Bohužel jak to vypadá, někdy je práce autorizována bez kontroly nebo snad znalostí problému stavby.

Na trhu je ještě jedna oblast, která zasahuje do statického řešení stavby. Jsou to některé práce designových studií, které nerespektují nosné konstrukce. Vytvářejí jejich oslabení otvory nebo zvyšují výrazně zatížení stropů dozdívkami. Návrhy jsou nejvíce vidět u úprav panelových budov. Setkáváme se s případy, kdy nejsou respektovány ani stavební požadavky jako je šířka dveří, světlé výšky nebo plochy místností. Stavebník tak ve studii zaplatí za něco, co možná dobře vypadá a vytváří určitou představu o navrhované úpravě, ale s nedostatky, které pak musí řešit jiní a zejména naše autorizované osoby. A má zaplatit znovu. Bylo by asi dobré, aby designové návrhy obsahovaly jen návrhy povrchových úprav, a ne neověřené zásahy do nosných konstrukcí.

11. Zděné konstrukce

V úvodu tohoto tématu provedl zástupce TNK 37 dr. Vejvara stručné seznámení s novou normou a jejími přílohami. Bylo poukázáno, že při modelování statického namáhání zdiva norma uvádí několik postupů, které může projektant zvolit. Zároveň může při návrhu zděné konstrukce vybrat technické údaje pro výpočty ze dvou zdrojů, a to z podkladů výrobců anebo z údajů v normách.

Pozvaní výrobci ukázali vybrané případy zkoušek zdiva a jeho použití v návrhu a na realizovaných stavbách.

Celkem byli prezentovány příspěvky nejvýznamnějších výrobců pálených cihel (Wienerberger s.r.o. a Heluz – cihlářský průmysl v.o.s.), pórobetonu (Xella CZ s.r.o.) a vápenopískových cihel (Kalksandstein CZ s.r.o.). Zástupci firmy Heluz předvedli mimo jiné výbornou ukázkou návrhu zdiva na požární účinky. Firma Xella prezentovala dobře připravenou videoukázku výstavby komplexu domů přímo v Plzni s použitím jeřábků pro vápenoementové vyzdívky a řešení pórobetonu. Firma Kalksandstein předvedla videoukázku a fotografie strojního zdění z vápenopískových bloků.

Na konferenci byly návrhy na úpravy nebo doplnění výrobci udávaných vzorových detailů. Ty mají sice uvedeno, že jsou pouze ukázkové a vzorové a pro konkrétní stavbu je třeba jejich použití zvážit, ale stavební a obecná veřejnost je často považuje za doporučené a prověřené řešení, které mají na stavbě použít.

Jak bylo řešeno, každý z materiálů zdicích prvků má jiné vlastnosti a vyžaduje svůj přístup. Zdivo se stává sofistikovanějším a pro určité části konstrukce vyžaduje užit vyzkoušené a funkční detailní řešení. Příkladem je třeba založení zdí, osazení stropů, navázání zdí a přiček nebo sestava a technologie osazení bloků. Správné je podrobné řešení pro každý projekt, k čemuž bohužel většinou nedochází. Bylo zmíněno, že by byla vhodná i publikace, která by ukazovala možná a vhodná řešení napříč zdicími materiály.

A ještě jeden postřeh – kótování. Bylo vícekrát řešeno, že rozměry stěn a pilířů by měly vycházet z násobku délky cihel, aby nebylo nutno je řezat a tím i zhoršovat jejich povedení a třeba i statickou převazbu. Na výkresech by měly být kótovány skutečné rozměry cihel a vzdálenosti stěn. To znamená bez omítek. Jsou totiž určeny pro zedníka, aby postavil nosné stěny a pilíře tam, kam chceme. Je to banální připomínka, ale je to tak. Pozor ale na plochu místností, zejména při prodeji bytu a nemovitosti.

Navrhováno bylo i výškové zpřesnění kóty mezi spodním a horním stropem. Není to jen například 2750 mm, ale je to plus zakládací malta a případně i plus tloušťky malty ve spárách (podle skutečné výšky cihel).

Celé široké problematice zdiva předpokládáme věnovat více prostoru v samostatných publikacích, například v komorových časopisech.

12. Postavení statika

Mezi statiky existuje dnes také kritika jejich postavení v procesu přípravy dokumentace a kritika požadavků, které na jejich práci kladou architekti, ostatní inženýrské profese a investoři. Jak zmínil jeden náš kolega na konferenci, **statik a projektant prodávají svoji odpovědnost**. Tím je myšlena přímá i dlouhodobá odpovědnost za správné řešení stavby. Toto jiné profese nemají. A přitom bývají i lépe hodnoceni. Proto na konferenci vznikla diskuse o tom, aby délka odpovědnosti za návrh stavby byla omezena. Třeba na 10 let. Tato problematika není jednoduchá a vyžaduje vyjasnění, existuje ustanovení zákoníku o pětileté lhůtě, ale také je zde trvalá trestní odpovědnost. Přípomínky kolegů jsou také k neúplnosti poskytovaných podkladů, neprovádění potřebných průzkumů původního stavu staveb a podloží a o nevhodném umístění nebo koncepci nosných konstrukcí. Návrhy staveb předkládané k vypracování konstrukční části statikovi nejsou dořešeny. Bývá argumentováno tím, že se jedná jen o stavební povolení a že nějaký statický výpočet je potřeba jen proto, neboť jej vyžaduje stavební úřad. Bývá i stav, kdy řešení a třeba i zjištění stávajícího stavu je ponecháváno až na realizaci čili na prováděcí firmu. Tím pak některá zjištění negativního stavu konstrukcí způsobují změny v technickém řešení, v nákladech a v termínech na zpracování úprav a dokončení stavby. Proto vidím jako vhodné se na konferenci věnovat nejen ryze odborné problematice staveb, ale i shromáždění poznatků a diskusi k zabezpečení činnosti statiků a jejich místa v procesu navrhování, realizace a hodnocení staveb.

Dovolte mi na závěr Vás pozvat na konferenci v příštím roce. Předpokládáme její uskutečnění v druhém týdnu září 2024. A ještě něco, pokud opravdu máte nějaký námět, ozvěte se, na ČKAIT se s tím dá něco dělat.

Z jednání konference a společenského večera zapsal
Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.



VAŠE AEC PLATFORMA OD NÁVRHU PO VÝSTAVBU

Allplan 2023 je platformou pro mezioborovou spolupráci mezi architekty, stavebními inženýry, výrobci prefabrikátů a stavebními firmami. Schopnost koordinovat různé stavební materiály a metody v jednom společném modelu umožňuje architektům lépe zohlednit hospodárné a udržitelné využití stavebních materiálů. Inženýři a stavební firmy mohou přímo vycházet z návrhu architektů a používat jej jako základ pro statické výpočty a návrhy detailů, TZB, prefabrikací a výstavbu. Allplan podporuje pracovní postupy napříč celým procesem od počátečního návrhu až po hotový projekt, což šetří čas, náklady a materiál.

VAŠE VÝHODY:

- > Mezioborová týmová práce v AEC na jediné platformě
- > Vynikající koordinace materiálů a stavebních metod
- > Pokročilé pracovní BIM postupy a spolupráce v reálném čase



TUBES WITH PROFILE >>



wbr Rohr- und
Bauelemente GmbH
www.wbr-rohr.de



Tekla® Structures 2023

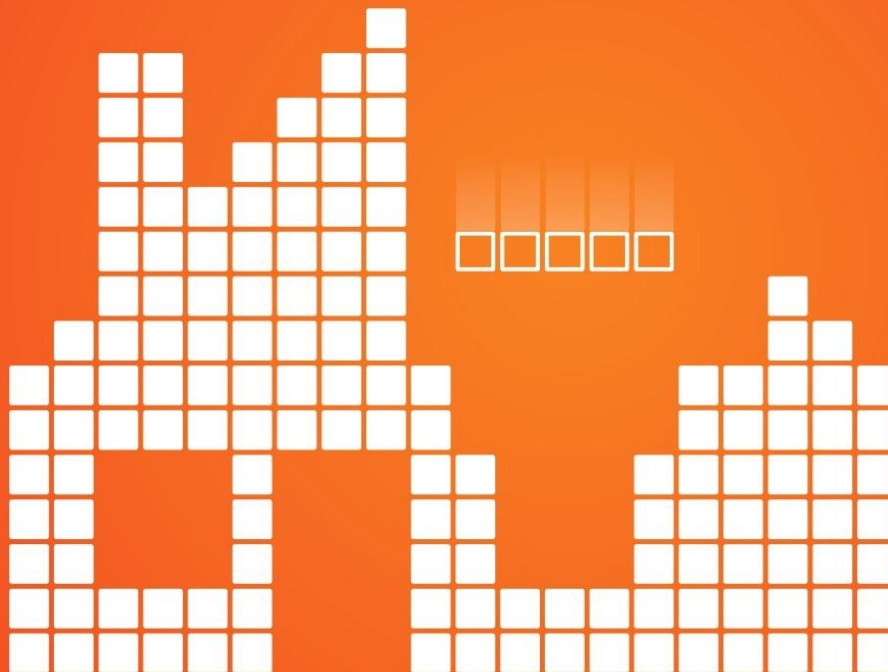


Still different, always better.

Tekla Structures je nejmodernějším řešením ocelových, železobetonových, dřevěných a hliníkových konstrukcí všech typů. Nabízí intuitivní 3D modelování, propojení se statickými programy, automaticky generovanou výrobní dokumentaci, výkazy materiálů, otevřenost jiným softwarům a podporu mnoha formátů.

Vyzkoušejte zdarma
www.construsoft.cz





SMYSLUPLNÝ CELEK

Když do sebe vše zapadá

TAM, KDE DO SEBE VŠECHNO ZAPADÁ, NENÍ PROSTOR NA CHYBY. HELUZ PROTO VYVINUL VYBROUŠENOU STAVEBNÍ SOUSTAVU, SE KTEROU POSTAVÍTE CELOU OBÁLKU BUDOVY BEZ SLABÝCH MÍST. SPOLEHNĚTE SE NA HELUZ A NAPIŠTE PŘÍBĚH SVÉHO VLASTNÍHO – KVALITNÍHO A ENERGETICKY ÚSPORNÉHO – DOKONALÉHO DOMU.





KOMPLEXNÍ NÁVRH KOTVENÍ



PROFIS Engineering Suite vám zaručí rychlejší a efektivnější navrhování kotvení a spojování výztuží. Navíc Premium verze nabízí možnost posouzení reálného chování celého kotevního přípoje, a to včetně kotevní desky, návrhu výztuh a posouzení svarů.

Máte technický dotaz? Neváhejte se na nás obrátit: www.askhilti.cz

Naskenujte
a zjistěte
víc:



The HILTI logo is a red rectangle with the word "HILTI" in white, bold, sans-serif capital letters.

SPOL'LAHLIVÉ RIEŠENIE PRE VŠETKY POTRUBIA CFS-CID



CFS-CID sú vopred zabetónované prvky, ktoré slúžia ako požiarne tesnenie pre široké portfólio potrubí spolu s izoláciami. Sú jedinečné v možnosti opakovanej inštalácie potrubí. Po samotnej inštalácii nie je nutné otvor viac dotesňovať alebo tmelit. Pre viac informácií prosím navštívte www.hilti.sk.

Naskenujte
a zistite
viac:

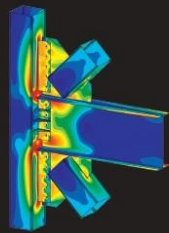


IDEA StatiCa®

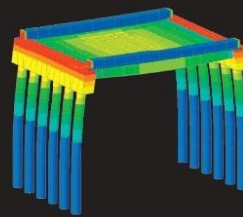
Calculate yesterday's estimates

NÁVRH A POSOUZENÍ OCELOVÝCH A BETONOVÝCH PRVKŮ A MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ PODLE EVROPSKÝCH I SVĚTOVÝCH NOREM

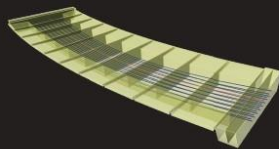
- ✓ libovolný tvar
- ✓ jakékoliv zatížení
- ✓ během několika minut



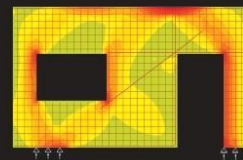
Ocelové styčníky a přípoje



Mostní konstrukce



Předpjaté i spřažené
konstrukce



Železobetonové prvky

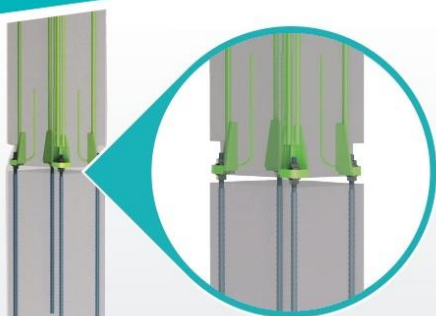
Společné řešení konstrukcí

IDEA StatiCa®

MIDAS

Zkušební verze ZDARMA na
www.ideastatica.cz

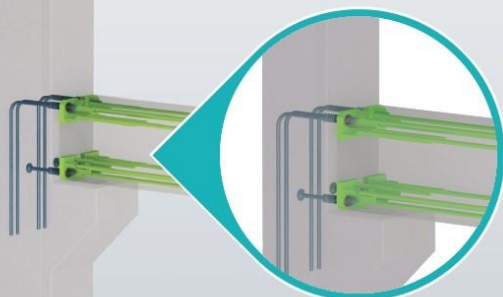
ŠROUBOVÉ SPOJE PRO PREFABRIKOVANÉ KONSTRUKCE



Šroubové spoje zvyšují efektivitu procesu výstavby, rychlost osazování sloupů a bezpečnost. Jejich návrh je jednoduchý a během montáže není nutné dočasné podepření spojovaných konstrukcí.

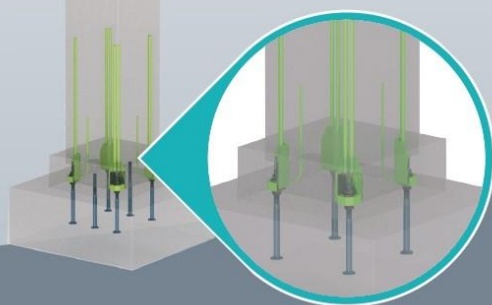
Šroubovými spoji je možné jednoduše přikotvit sloupy k základům nebo nosníkům nebo vytvořit spoj sloup-sloup.

Pro dimenzování spojů poskytujeme volně dostupný software **Peikko Designer®**.



VÝHODY ŠROUBOVÝCH SPOJŮ

- Stejná tuhost jako u monolitických spojů
- Rychlejší proces vztyčování a spojování sloupů
- Ekonomická efektivita
- Jednoduchý proces dimenzování
- Testované, spolehlivé a bezpečné
- Bezpečné použití v seismických oblastech



**Rychlejší, bezpečnější a udržitelnější způsob jak
navrhovat a stavět**

www.peikko.cz



Více zde

Chytře získaná plocha pro obyvatele prémiové lokace

V těsném sousedství obory Hvězda, propojen s pevnou skálou, shlíží do malebného údolí k Divoké Šárce bytový dům.

Inovativní odhlučnění výtahů JORDAHL® JAI dovolí obyvatelům naslouchat nerušeně zvukům přírody a jako bonus investor nabídne velkorysejší obytný prostor, protože nemusí budovat šachtu v šachtě.

JORDAHL® JAI

- ✓ Získání podlahové plochy navíc
- ✓ Efektivní akustické oddělení provozu výtahu
- ✓ Bez nutnosti stavby dvojité šachty

Pokračujte dál s PohlCon.

www.pohlcon.cz

Zakotveno v kvalitě



NAUČTE SE A OVLÁDNĚTE STATIKU S POMOCÍ SCIA ENGINEER

SCIA
ENGINEER

Výpočtový software nové generace:

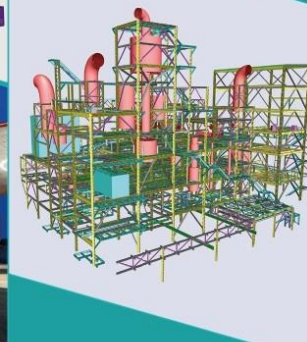
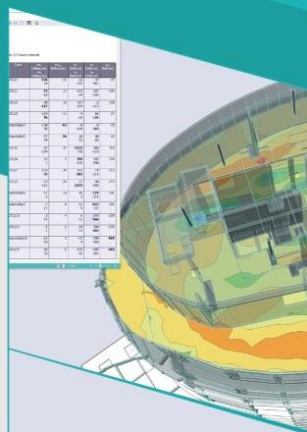
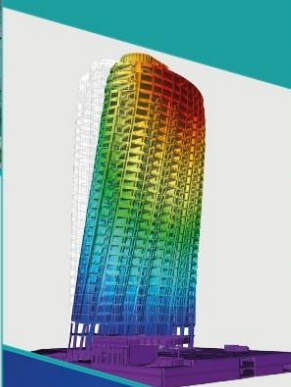
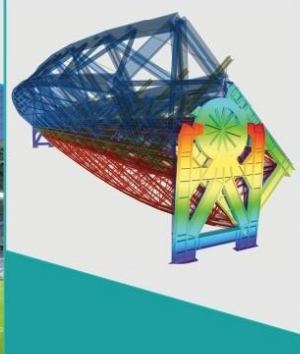
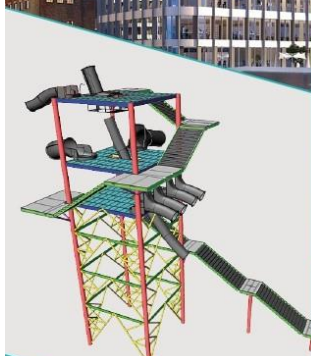
- ✓ unikátní užívatelské prostředí
- ✓ pro jednoduché i komplikované projekty
- ✓ celý proces návrhu a posouzení v jednom modelu
- ✓ technická podpora v češtině
- ✓ 100% BIM (Allplan, Revit, Tekla, Archicad, IDEA StatiCa)

Speciální nabídky pro začínající statiky!

Obsahem akce START může být jakákoli edice včetně dalších modulů podle aktuálního ceníku.

Kontaktujte nás pro další informace a vyžádejte si cenovou nabídku, včetně případného nákupu na splátky!

Ing. Radim Matela
(+420) 733 718 034
r.matela@scia.net



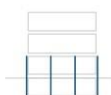
www.scia.net/cs



SCHÖCK
Stavíme na spolehlivosti

SCHÖCK SCONNEX®

Vyřešení posledního velkého tepelného mostu



Nosné tepelně izolující prvky
pro efektivní redukci tepelných
mostů a vazeb u stěn a sloupů

www.schoeck-wittek.cz

Cca **40 %**
všech konstrukčních
teplených mostů
v budovách je způsobeno
stěnami a sloupy.

Tepelné mosty u stěn
a sloupů tvoří
cca **10 %**
celkových ztrát energie
na vytápění.

VEKA SPECTRAL

INSPIRATIVNÍ BARVY. MODERNÍ DESIGN.

Unikátní povrchová úprava
pro moderní plastová okna

- Nově dostupné v **14 barvách**
- Vysoce hodnotná povrchová úprava
- Elegantní ultramatný vzhled
- Sametově hebká na dotek
- Povrchová úprava s anti-graffiti efektem odpuzujícím nečistoty



Kvalitní profil



Více informací najdete na
www.veka-okna.cz





xella

DIGITÁLNÍ PLÁNOVÁNÍ SE SLUŽBOU BLUE.SPRINT

PODPORA PRO KAŽDOU FÁZI VAŠEHO PROJEKTU



TECHNICKÉ
PODKLADY



OPTIMALIZACE
PROJEKTU



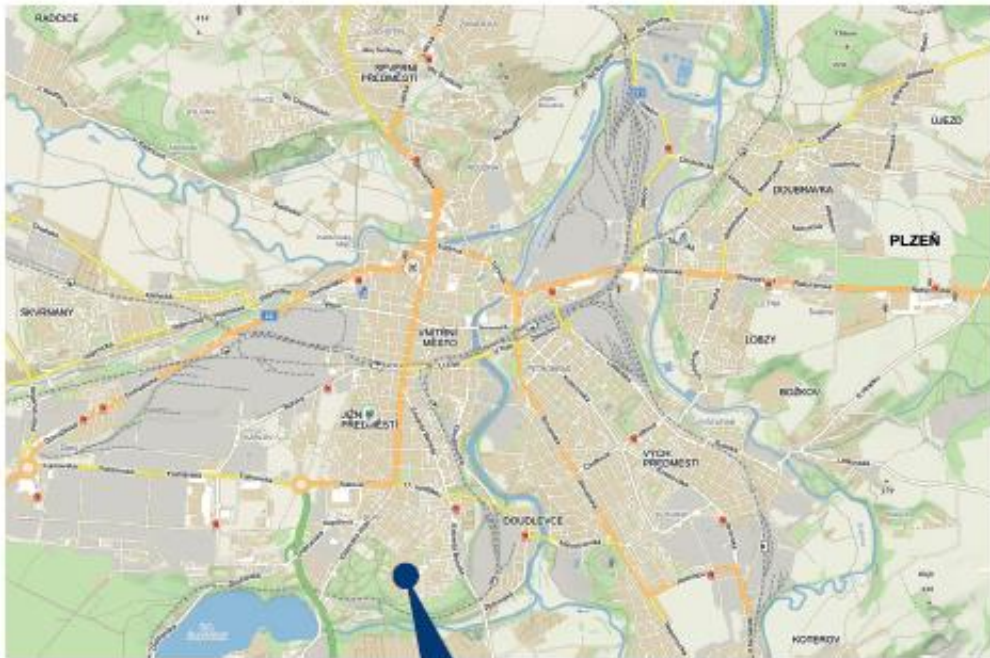
VÝKAZ
MATERIÁLŮ

www.xella.cz

YTONG

silka

multipor



Congress Center Parkhotel Plzeň, U Borského parku 2791/31, 301 00 Plzeň