



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ANALÝZA ZESILOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH DESEK S OHLEDEM NA MEZNÍ STAV PROTLAČENÍ

ANALYSIS OF STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE SLABS AGAINST
PUNCHING SHEAR

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Jan Nováček

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

BRNO 2018

© Jan Nováček, 2018

Vysoké učení technické v Brně

Fakulta stavební

Ústav betonových a zděných konstrukcí

Abstrakt

Práce se zabývá protlačením železobetonových konstrukcí se zaměřením na jejich dodatečné zesilování. V úvodní části je provedena komplexní rešerše možných způsobů zesílení a jejich efektivity na navýšení absolutní únosnosti. Dále jsou sestaveny materiálově nelineární modely pro robustní způsoby zesílení pomocí dodatečné betonové hlavice, nadbetonování desky a obetonování sloupu. Výsledky z analýzy modelů jsou porovnány z pohledu různých normových přístupů včetně návrhu nové generace Eurokódů, které se v současné době připravují. Detailněji je analyzována dodatečná betonová hlavice s ohledem na různé faktory ovlivňující výslednou únosnost. Nabyté poznatky jsou aplikovány na návrhu sanace reálné konstrukce, na které je prováděno dlouhodobé měření pro verifikaci předpokladů se skutečným chováním hlavice. V druhé části práce je pozornost soustředěna na zesilování základových konstrukcí přístupných pouze z jednoho povrchu. Je zde prezentována nově vyvinutá technologie zvýšení únosnosti pomocí dodatečné smykové výztuže kotvené kombinací chemické a mechanické kotvy. Na základě provedených zkoušek je sestaven výpočetní postup pro stanovení únosnosti zesílení a také je podrobně popsán technologický postup včetně aplikace na konstrukci pod hladinou podzemní vody. Nová technologie byla aplikována na zesílení základové desky, kde probíhalo dlouhodobé měření aktivované smykové výztuže.

Abstract

The thesis deals with the topic of the punching shear of the reinforced concrete structures with a focus on an additional strengthening. The introduction of the thesis is devoted to the research of various types of strengthening against the punching and their efficiency on an increase of load-bearing capacity. Material nonlinear models are formed for strengthening by an additional concrete head, a slab concrete overlay and a column concrete jacketing. The results from the nonlinear analysis are compared with various standards, including the new generation of Eurocodes. Detailed analysis of an additional concrete head is performed regarding governing inputs, which influence load-bearing capacity. Theoretical assumptions were applied to the design of the additional concrete head, where long-term measurement has been performed for the comparison with the analytical assumptions and the material nonlinear model. The second part of the thesis deals with the strengthening of foundation structures, which are accessible only from one surface. There is presented newly developed technology for strengthening by the additional shear reinforcement with the combination of bonding and mechanical anchorage. The assessment of proposed technology is defined for the strengthening against punching shear based on tested samples. The detailed technological procedure is described, including the procedure for the application on the structures below ground water level. Long-term measurement of the shear reinforcement was carried out for the strengthened foundation slab.

Klíčová slova

beton, protlačení, zesilování, nelineární analýza, dodatečná hlavice, dodatečná smyková výztuž.

Keywords

concrete, punching shear, nonlinear analysis, additional column head, post-installed shear reinforcement.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Ing. Jan Nováček. *Analýza zesilování železobetonových desek s ohledem na mezní stav protlačení*. Brno, 2018. 158 s. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta Stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 19. 10. 2018

.....
Ing. Jan Nováček
autor práce

Poděkování

Rád bych na tomto místě poděkoval svému školiteli doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D. za vedení po celou dobu doktorského studia a také za velmi cenné diskuze při konzultacích, bez kterých by tato práce nemohla vzniknout. Především si vážím příležitosti propojit teoretickou rovinu výzkumu s aplikací v reálných podmínkách, kterou mi školitel umožnil.

Poděkování patří také každému, kdo mi pomohl s instalací měření a sběrem dat až po ty, se kterými jsem mohl vést řadu inspirativních konverzací.

V neposlední řadě poděkování patří také mé rodině za psychickou podporu po celou dobu doktorského studia, a hlavně při psaní této práce, zejména mé manželce Martině.

OBSAH

1	ÚVOD	5
2	SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY	6
2.1	Historický vývoj a motivace	6
2.2	Únosnost v protlačení	9
2.2.1	EN 1992-1-1:2004	9
2.2.2	Model Code 2010	12
2.2.3	ČSN 73 1201:1986	15
2.2.4	EN 1992-1-1:2020 PROPOSAL	17
2.2.5	Draft prEN 1992-1-1:2018	19
2.3	Způsoby zesilování	22
2.3.1	Dodatečná smyková výztuž	23
2.3.1.1	Ocelová nepředepnutá smyková výztuž	23
2.3.1.2	Ocelová předepnutá smyková výztuž	26
2.3.1.3	FRP smyková výztuž	27
2.3.2	Dodatečná hlavice	28
2.3.2.1	Ocelová dodatečná hlavice	28
2.3.2.2	Betonová dodatečná hlavice	30
2.3.3	Ocelové plechy při horním povrchu desky	32
2.3.4	Posílení FRP výztuží v tažené oblasti	33
2.3.5	Předepnutá CFRP výztuž kotvená na tlačeném povrchu	35
2.3.6	Porovnání účinnosti zesílení	35
3	CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE	37
4	METODY DOSAŽENÍ CÍLŮ	38
5	ZESÍLENÍ DODATEČNOU BETONOVOU KONSTRUKCÍ	39
5.1	Analytická studie	39
5.1.1	Popis použitého softwaru	39
5.1.1.1	Materiálové modely	39
5.1.1.2	Konečné prvky	43
5.1.1.3	Výpočtový řešič	44
5.1.2	NLFEM modely zkoušek železobetonových desek na protlačení	45
5.1.3	NLFEM modely desek s dodatečnou betonovou hlavicí	50
5.1.3.1	Modely s pevnou vazbou mezi novým a starým betonem	51
5.1.3.2	Modely s kontaktní vazbou mezi novým a starým betonem	57
5.1.3.3	Vliv reologických jevů na dodatečnou hlavici	62
5.1.4	NLFEM modely s nadbetonávkou desky	64
5.1.5	NLFEM modely desky s obetonováním sloupu	66
5.1.6	Závěr z analytické studie	69
5.2	Experimentální část	73
5.2.1	Návrh kotvení a aktivace závitových tyčí	73
5.2.1.1	Návrh zkoušky předepnutí	74

5.2.1.2	Zkouška předepnutí závitové tyče s podložkou \varnothing 44/4 mm	75
5.2.1.3	Zkouška předepnutí závitové tyče s podložkou 90/90/6 mm	76
5.2.1.4	Závěr ze stanovení utahovacího momentu	77
5.2.1.5	Opatření pro použití v exteriéru	78
5.2.2	Měření na dodatečné betonové hlavici	79
5.3	NLFEM model pro experimentální měření a jejich porovnání.....	84
5.3.1	Vyhodnocení přetvoření na modelu konstrukce	86
5.3.2	Globální spolehlivost konstrukce	87
5.3.3	Lokální spolehlivost konstrukce	90
5.3.4	Závěr z porovnání NLFEM modelů a měření na reálné konstrukci	91
6	ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE DODATEČNOU OCELOVOU SMYKOVOU VÝZTUŽÍ.....	92
6.1	Popis technologie zesílení.....	93
6.2	Princip statického působení technologie zesílení	95
6.3	Vývoj technologie	98
6.3.1	Zkouška předtěsnění oblasti	98
6.3.2	Příspěvek soudržnosti lepicí hmoty na únosnost kotvy.....	100
6.3.3	Vliv úpravy kotvení na horním povrchu	101
6.3.4	Zkouška progresivního chování kotvení při zatížení	102
6.4	Technologický postup.....	104
6.5	Dlouhodobá měření	105
6.6	Porovnání účinnosti zesílení konstrukce	108
6.7	Závěr ze zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží	109
7	POZNÁMKY K POSUZOVÁNÍ PROTlačENÍ.....	111
7.1	Porovnání započitatelnosti smykové výztuže podle EN 1992-1-1	111
7.2	Stanovení síly působící na protlačení desky	113
7.2.1	Lineární globální model budovy	113
7.2.1.1	Podepření modelu	114
7.2.1.2	Zatížení modelu.....	115
7.2.2	Porovnání globálních modelů	115
7.2.2.1	Globální deformace	116
7.2.3	Výsekový nelineární model	119
7.2.4	Závěr ze stanovení příspěvku na protlačení od globálního působení ..	121
8	ZÁVĚR.....	122
8.1	Shrnutí práce.....	122
8.2	Doporučení pro další výzkum a vývoj.....	123
9	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	125
10	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	133
11	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	135
12	SEZNAM TABULEK.....	142

13 PŘEHLED PUBLIKOVANÝCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K TÉMATU DISERTAČNÍ PRÁCE	143
PŘÍLOHA 1: VÝPOČET ÚNOSNOSTI V PROTLAČENÍ PRO PG-1 DLE RŮZNÝCH STANDARDŮ	145
PŘÍLOHA 2: TVAR A VÝZTUŽ DODATEČNÉ BETONOVÉ HLAVICE.....	149
PŘÍLOHA 3: FOTODOKUMENTACE ZÁKLADOVÉ DESKY	152
PŘÍLOHA 4: POROVNÁNÍ VÝPOČTU ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE DODATEČNOU SMYKOVOU VÝZTUŽÍ	154

1 ÚVOD

V současném moderním stavitelství je kladen velký důraz na konstrukční systémy budov, které musí na jedné straně splnit vysoké nároky na univerzální řešení pro vnitřní prostory a zároveň být jednoduché na provádění i být ekonomicky efektivním řešením. Železobetonové stropní desky podepřené lokálně v místech sloupů tyto nároky splňují, a proto jsou častou volbou pro řešení základního nosného systému. Nespornou výhodou je otevřená a variabilní dispozice bez jakéhokoliv omezení na vodorovné vedení technologií. Spolehlivost celého systému pak závisí na detailu přenosu smyku z desek do sloupů. Pokud není tento detail řádně navržen, může dojít až k fatálním následkům v podobě kolapsu konstrukce. Porušení protlačení, jak je tento jev nazýván, nemá duktilní charakter (na rozdíl od ohybového porušení železobetonu), který je provázen vizuálními i zvukovými signály před samotným kolapsem konstrukce. Protlačení má charakter křehkého porušení, kdy dojde ke kolapsu naráz a bez průvodních jevů.

Řešení problematiky protlačení se netýká pouze stropních desek, ale mezi konstrukce náchylné na porušení v místě velké koncentrace smykové síly na malé ploše patří také základové desky, které jsou lokálně zatěžovány konstrukcemi nad nimi. V mostním stavitelství je protlačení zohledňováno především u základů a také u deskových mostů s bodovým podepřením na podpěrách. Ve větší míře se však s protlačení setkáváme u konstrukcí pozemních staveb.

Řada budov v současné době prochází obnovou často spojenou s novým způsobem využití, který obvykle přináší změnu, resp. nárůst zatížení. Proto je třeba věnovat zvýšenou pozornost posudkům na protlačení.

Disertační práce je tematicky zaměřena na způsoby zvýšení únosnosti betonových desek v protlačení vhodným návrhem sanačního opatření. Škála možných řešení vedoucích ke zvýšení únosnosti je velmi pestrá. V úvodní části práce je věnována pozornost současnému intenzivnímu světovému výzkumu v této oblasti. Vlastní výzkumná práce je zaměřena především na problematiku robustního zvýšení únosnosti v protlačení, které dosahuje až několikanásobku původní únosnosti. První část spočívá v podrobné analytické studii zesilování konstrukcí, která následně sloužila jako podklad pro návrh reálných opatření na skutečné konstrukci, kde byly předpoklady ověřeny na řadě měření. Další část je věnována zesilování konstrukcí přístupných z jedné strany jako jsou základové desky. V práci jsou zároveň dokumentovány i poznatky z provádění sanace doplněné o sumarizovaná doporučení pro vhodný a bezpečný návrh zesílení.

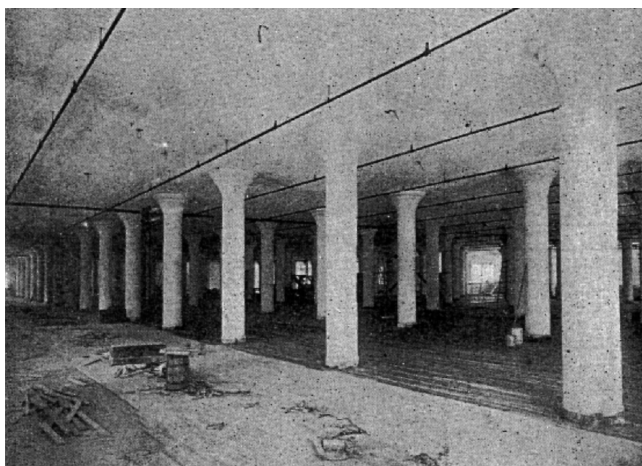
Práce je svou strukturou koncipována jako monografie, která je založena na souboru autorem publikovaných prací. Tato koncepce práce je zvolena záměrně, protože v publikovaných člancích a příspěvcích na konferencích obvykle není dostatečný prostor pro uvedení problematiky do širšího kontextu. Disertační práce si tedy bere za cíl vysvětlení sanace protlačení z více komplexního pohledu, který se nesoustředí pouze na jeden způsob zesílení, ale dává ucelený obraz o možnostech zesilování.

2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

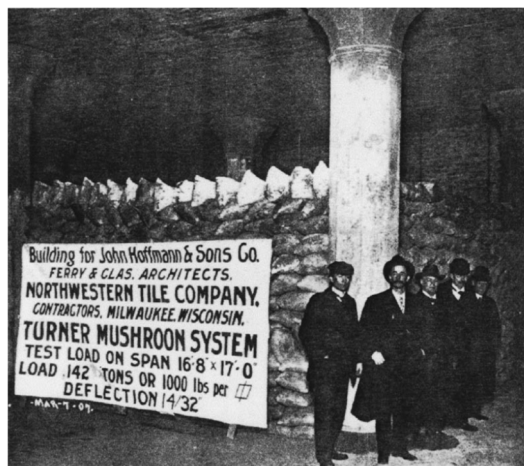
Smykový způsob porušení lokálně podepřených železobetonových desek v místě své podpory se nazývá protlačení, někde se lze setkat i s používáním termínu propíchnutí, který však nemá oporu v normách, v anglické literatuře je tento fenomén označován jako *punching (shear)* a v německé jako *durchstanzen*. Jedná se o jev, kdy je vyčerpána smyková kapacita desky v důsledku koncentrace vysoké hodnoty zatížení na malém prostoru.

2.1 Historický vývoj a motivace

Počátky lokálně podepřených stropních konstrukcí se datují na začátek 20. století, kdy se objevily první železobetonové desky bez podporujících průvlaků, čímž se dosáhlo výrazné prostorové úspory. Jednou z významných osobností byl *Claude Allen Porter Turner* (1869-1955), který se jako jeden z prvních zasloužil o realizaci stropní desky podepřené pouze v místě napojení na železobetonové sloupy v USA, Obr. 2.1 a Obr. 2.2. Následně si nechal tento konstrukční systém patentovat (US patent no. 1,003,384).



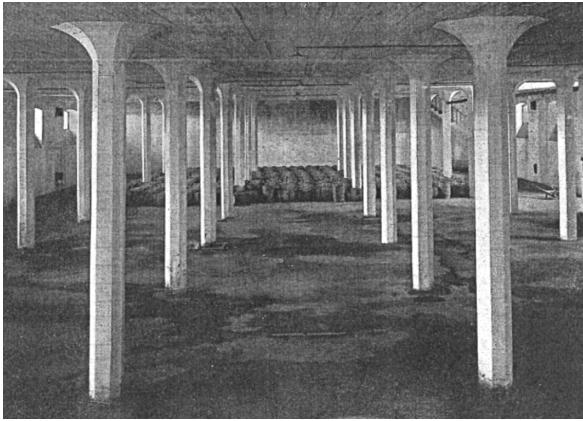
Obr. 2.1 Pohled na konstrukci od firmy C.A.P. Turner, součástí dobové reklamy [1]



Obr. 2.2 Zátěžový test konstrukce bezprůvlakové desky od firmy C.A.P. Turner, Milwaukee, USA 1909 [2]

Ve stejném období se v Evropě věnoval inovativním konstrukcím ze železobetonu *Robert Maillart* (1872-1940), který je v dnešní době znám především realizací řady oceňovaných mostů. Jeho konstrukce byly v porovnání s Turnerovými méně robustní a na tehdejší dobu se vyznačovaly velmi subtilním řešením, Obr. 2.3. Několik zajímavých staveb v Moskvě vzešlo z návrhu Artura Ferdinandoviče Loleita, který na pozadí vlastní matematické teorie navrhnul řadu konstrukcí, např. Obr. 2.4.

Historický vývoj lokálně podepřených konstrukcí se zaměřoval na způsob vyztužení železobetonových desek a také byl doprovázen výzkumem detailu napojení sloupu na desku. Věnování pozornosti této oblasti bylo zpravidla zapříčiněno reakcí na událost, při které došlo ke kolapsu konstrukce.



Obr. 2.3 Skladiště společnosti Gerhard & Hey v Petrohradě, autor Robert Maillart [1]



Obr. 2.4 Vícepatrové skladiště v Moskvě, autor Artur Ferdinandovič Loleit [1]

Jak již bylo zmíněno v úvodu, porušení protlačení podpory skrz desku nemá duktilní charakter, jak je tomu například u ohybového porušení. Před samotným porušením tak nemusí docházet k průvodním jevům, které by ukazovaly na přetížení konstrukce. K protlačení desky tak může dojít naráz. V post-kritickém chování konstrukce výrazně klesá přenášená síla z desky [3] a dochází tak k přerozdělení sil v desce, což může zapříčinit řetězovou reakci a selhání sousedních detailů napojení sloupu na desku. Při kolapsu několika sousedních podpor tak může dojít ke zřícení konstrukce níže, čímž se přitíží konstrukce pod ní. Pokud konstrukce neodolá tomuto zatížení, vznikne řetězové zřícení řady desek ve svislém směru. Na budovách se ne vždy vyskytovala opatření proti progresivnímu zřícení konstrukce, kdy při kolapsu jedné stropní desky by neměl následovat kolaps dalších desek pod ní, Obr. 2.6. V takových případech docházelo ke kolapsu části nebo celé konstrukce Obr. 2.5.



Obr. 2.5 Havárie budovy Skyline Plaza, Virginia, USA, 1973 [4]



Obr. 2.6 Havárie Pipers Row Car Park, Wolverhampton, Anglie, 1997 [5]

Vzhledem k povaze porušení tak bohužel dochází k nehodám, které si vyžadají i řadu lidských obětí. Jednou z nejvýraznějších tragédií je havárie Sampoong Department Store v Soulu v roce 1995, Obr. 2.7, při kterém zahynulo 502 osob a 937 osob bylo zraněno [6].



Obr. 2.7 Havárie budovy Sampoong Department Store, Soul, Jižní Korea [6]

I v době relativně nedávné (2004) došlo k havárii v podzemních garážích ve švýcarském Gretzenbachu (Obr. 2.8), na základě které byla revidována řada konstrukcí ve Švýcarsku [7].

Je třeba zmínit i rozsáhlejší havárii polyfunkčního objektu Trinity v Bratislavě [8], ke které došlo v našem regionu v roce 2012, kde porušení stropní desky v protlačení vedlo k řetězovému zřícení všech stropních konstrukcí pod ní až na základovou desku, Obr. 2.9. V tomto případě naštěstí došlo pouze k materiálním škodám na majetku.



Obr. 2.8 Havárie podzemních garáží Gretzenbach, Švýcarsko, 2004 [7]



Obr. 2.9 Havárie polyfunkčního komplexu Trinity, Bratislava, Slovensko, 2012 [8]

Tyto smutné události často vedly k revizi přístupu ke stanovení únosnosti v protlačení a v posledních dekádách i k řadě změn v národních standardech napříč celou Evropou i mimo ni. Další vývoj probíhá v současné době, kdy se připravuje druhá generace tzv. Eurokódů, v nichž by mělo dojít k přerodu ze stávajícího empiricky-

probalistického přístupu (kapitola 2.2.1) na modely s fyzikálně mechanickým základem (kapitola 2.2.4 a 2.2.5).

Velmi důležité je věnovat zvýšenou pozornost stávajícím konstrukcím. Tyto konstrukce byly navrženy podle soudobých standardů, které však nemusejí již odpovídat současnému stavu poznání. Často se také setkáváme se situací, kdy stávající budova má změnit svůj účel využití a s tím je zpravidla spojená i změna zatížení, respektive často jeho zvýšení. Obvykle pak dochází k situaci, kdy je nevyhnutelné navrhnout sanaci konstrukce v protlačení, jelikož by jinak nebyl umožněn její bezpečný provoz.

2.2 Únosnost v protlačení

Stanovení únosnosti v protlačení železobetonových konstrukcí je v současné době prováděno v Evropě (pro členy CEN – *Comité Européen de Normalisation*) pomocí platné EN 1992-1-1 [9], resp. se zohledněním národních aplikačních dokumentů dílčích států (pro Českou republiku norma označována jako ČSN EN 1992-1-1 [10]). Původní verze vznikla v roce 2004 a byla následně doplněná několika úpravami. Přístup této normy k určení únosnosti v protlačení je na základě empirického vzorce reflektujícího statisticko-pravděpodobnostní modely.

V současné době se do popředí dostává přístup stanovení únosnosti v protlačení pomocí přístupu s fyzikálně mechanickým základem nazývaným jako „teorie kritické smykové trhliny“ (*Critical Shear Crack Theory*) [11]. Následně byla tato teorie zakomponována do Model Code 2010 [12], který vydala mezinárodní federace *fib* (*Fédération internationale du béton*) a má za cíl reflektovat nejnovější poznatky pro navrhování betonových konstrukcí.

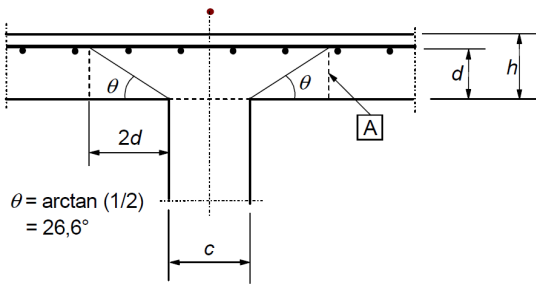
Na aktuální vědecké přístupy reaguje vývoj i EN 1992-1-1, kde se momentálně připravuje komplexní aktualizace často označována jako Eurokódy druhé generace. V části protlačení betonových desek se plánuje zavedení přístupu založeného na upravené verzi Model Code 2010 [13], [14].

Zesilování na protlačení je však většinou prováděno na starších konstrukcích, které nejsou navrženy podle současně platných předpisů. K rozmachu bodově podepřených desek v geografických podmínkách Československa došlo především v posledních několika dekádách ve formě administrativních budov, a proto je zde uvedena pouze poslední platná norma před Eurokódy ČSN (STN) 73 1201:1986 [15].

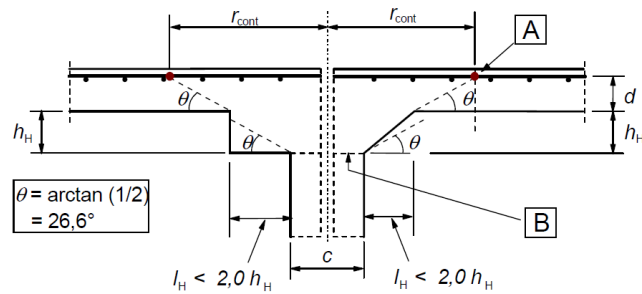
V následujících kapitolách jsou představeny základní vztahy pro určení protlačení dle zmíněných norem a je upozorněno na hlavní rozdíly mezi jednotlivými přístupy. Pro detailní posouzení jsou uvedeny odkazy na příslušné standardy.

2.2.1 EN 1992-1-1:2004

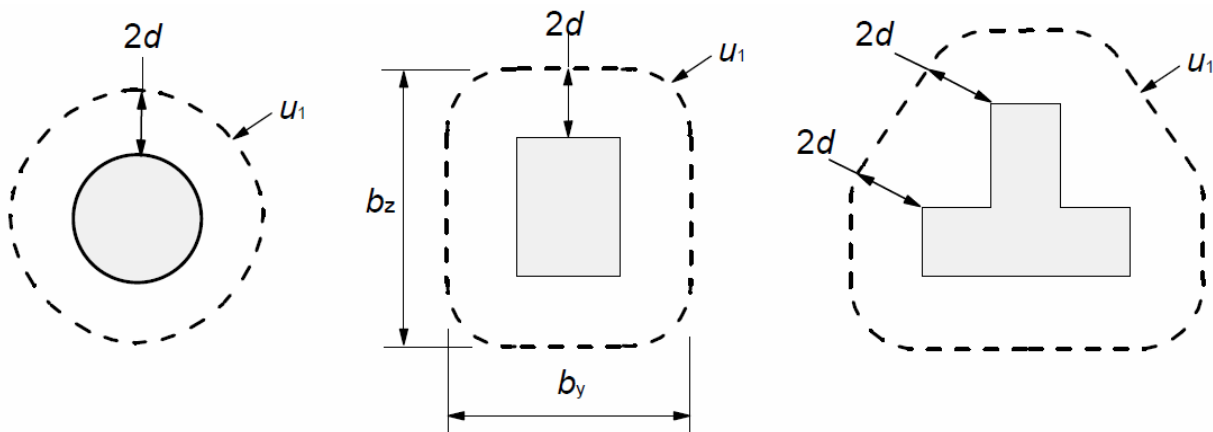
Norma uvádí posudek protlačení ve formě porovnávání tzv. smykových napětí. Smyková napětí jsou vyhodnocována ve vzdálenosti $2d$ od líce podpory na kritickém obvodu, jehož tvar je definován tvarem podpory (Obr. 2.10 - Obr. 2.12).



Obr. 2.10 Stanovení kritického obvodu dle EN 1992-1-1:2004 [9]



Obr. 2.11 Stanovení kritického obvodu pro desku s hlavicí dle EN 1992-1-1:2004 [9]



Obr. 2.12 Typické první kritické obvody v půdorysu dle EN 1992-1-1:2004 [9]

Smykového napětí do působící síly je dáno

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i d'} \quad (2.1)$$

kde označuje V_{Ed} působící sílu, d průměrnou efektivní výšku desky, u_i délku kontrolovaného obvodu a β vliv nevyrovnaného momentu (podrobnější stanovení viz [9]).

Návrhové smykové napětí v únosnosti betonu bez smykové výztuže je definováno

$$v_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}), \quad (2.2)$$

kde vyjadřuje $C_{Rk,c}$ empirický součinitel ($C_{Rk,c} = 0,18$), γ_c dílčí součinitel materiálu pro beton, k vliv size effectu, ρ_l stupeň vyztužení podélnou výztuží, f_{ck} charakteristickou válcovou pevnost betonu v tlaku, k_1 součinitel omezující příspěvek normálové síly, σ_{cp} působící tlakovou normálovou sílu v rovině desky (např. vliv předpětí) a v_{min} minimální smykovou únosnost desky (odvozeno pro slabě vyztužené konstrukce ohybovou výztuží, aby nedošlo k porušení smykem [16]).

Návrhové smykové napětí v únosnosti betonu se smykovou výztuží je definováno

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r) A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} (1/u_1 d) \sin \alpha, \quad (2.3)$$

kde vyjadřuje s_r radiální vzdálenost obvodů smykové výztuže, A_{sw} plocha smykové výztuže v jednom obvodu, $f_{ywd,eff}$ účinná návrhová pevnost smykové výztuže, α úhel

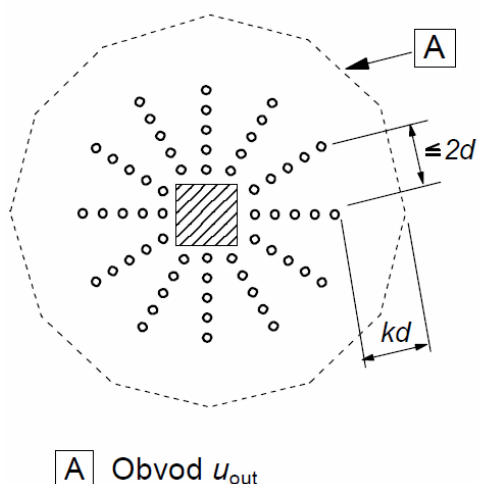
mezi rovinou desky a smykovou výztuží. Do celkové únosnosti se smykovou výztuží vstupuje konstantní hodnotou únosnost samotného betonu dle (2.2) ve výši 75 %.

V roce 2014 došlo v základním dokumentu EN 1992-1-1 k úpravě (2.3), která následně byla převzata jednotlivými národními mutacemi do standardů.

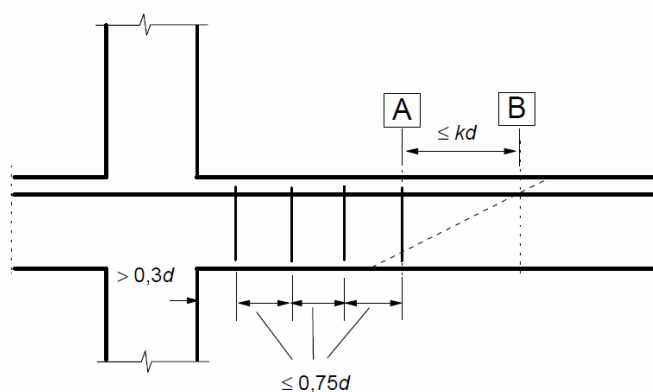
$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,eff}(1/u_1d)\sin\alpha \leq k_{max}v_{Rdc} \quad (2.4)$$

Tímto krokem bylo zajištěno omezení únosnosti se smykovou výztuží násobkem únosnosti samotného betonu. Součinitel k_{max} je definovaný podle národní přílohy, doporučená hodnota je specifikována na 1,5. Pro Českou republiku jsou v současné době platné hodnoty pro desky se spolehlivě zakotvenou výztuží v úrovni horní a dolní výztuže $k_{max} = 1,4$ pro desky tloušťky 200 mm a $k_{max} = 1,7$ pro tloušťku nad 700 mm. Mezilehlé hodnoty se interpolují. Pokud je pro smykovou výztuž použit certifikovaný výrobek (např. trn s rozkovanou hlavou na obou koncích), uvažuje se k_{max} dle příslušného evropského technického osvědčení. Před implementací tohoto dodatku nebyla horní hranice únosnosti se smykovou výztuží omezena. Je nutné podotknout, že tato problematika je v současnosti dále diskutována a je prováděna řada výzkumů na toto téma, např. [17] a [18].

Norma zároveň definuje podmínky pro rozmístění smykové výztuže vzhledem k poloze kontrolovaného obvodu u_{out} , kde již není potřeba smyková výztuž a beton přenese namáhání pouze svojí vlastní únosnosti dle (2.2). Doporučená hodnota pro vzdálenost poslední výztuže od u_{out} je $k = 1,5$ (Obr. 2.13 a Obr. 2.14). Poloha první smykové výztuže od líce sloupu musí být v rozmezí $0,3d - 0,5d$.



Obr. 2.13 Kontrolovaný obvod u_{out} dle EN 1992-1-1:2004 [9]



A - vnější kontrolovaný obvod vyžadující smykovou vyztuž

B - první kontrolovaný obvod nevyžadující smykovou vyztuž

Obr. 2.14 Rozmístění smykové výztuže dle EN 1992-1-1:2004 [9]

Maximální smyková únosnost vychází z drcení tlakové diagonály v líci podpory

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (2.5)$$

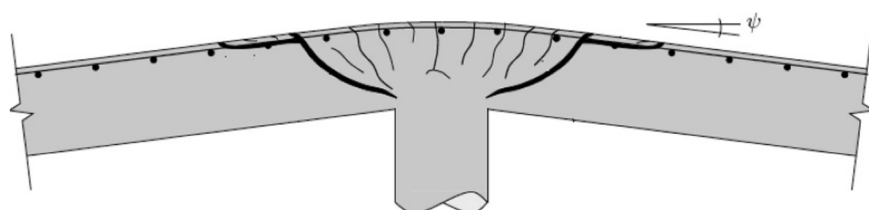
kde f_{cd} je návrhová únosnost betonu v tlaku a ν redukční součinitel o velikosti

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (2.6)$$

kde f_{ck} je charakteristická únosnost betonu v tlaku (dosazována v MPa).

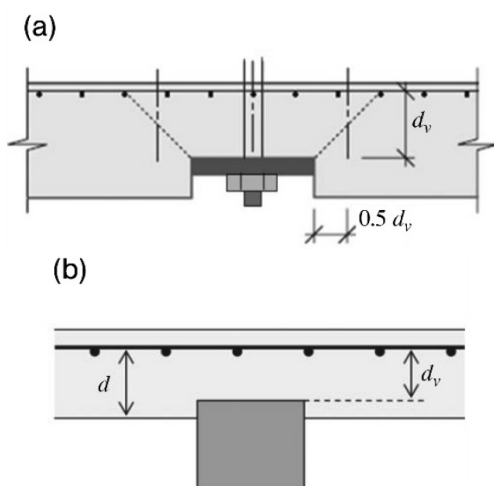
2.2.2 Model Code 2010

Na rozdíl od přístupu normy EN 1992-1-1 (kap. 2.2.1), který je založen na empirických modelech, Model Code 2010 (MC 2010) reflektuje přístup z mechanického modelu *Critical Shear Crack Theory* [11], [19]. Předpokládá se vznik smykové trhliny, přes niž je smyk dále přenášen především zaklíněním zrn kameniva. Šířka smykové trhliny je pak úměrná pootočení desky (Obr. 2.15) a z ní následně vychází únosnost desky v protlačení.

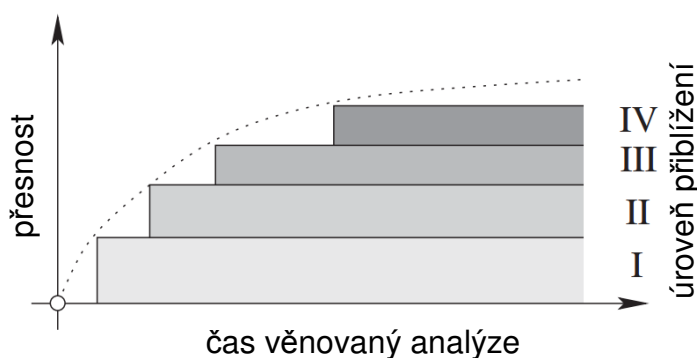


Obr. 2.15 Natočení desky ψ dle Model Code 2010 [12]

Posudky jsou v tomto případě prováděny přímo v absolutních hodnotách návrhové síly v protlačení V_{Ed} v porovnání s únosností betonové desky. Zásadním rozdílem oproti přístupu EN 1992-1-1 je určení vzdálenosti, ve které je vyhodnocována únosnost. Kontrolované obvody jsou stanoveny ve vzdálenosti $0,5 d_v$ od líce podpory. Přičemž d_v je efektivní výška ve smyku, kde se zohledňuje i velikost zapuštění podpory do desky nebo přebetnování sloupů do vyšší výšky, viz Obr. 2.16.



Obr. 2.16 Stanovení účinné výšky a kontrolovaného obvodu dle Model Code 2010 [12]



Obr. 2.17 Úrovně přiblížení dle Model Code 2010 (přeloženo z [20])

Návrhová únosnost desky bez smykové výztuže je definována

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v, \quad (2.7)$$

kde vyjadřuje b_0 délku kontrolovaného obvodu včetně vlivu umístění sloupu (vnitřní, krajní, rohový), γ_c materiálový součinitel pro beton a k_{ψ} vliv natočení (deformace) desky

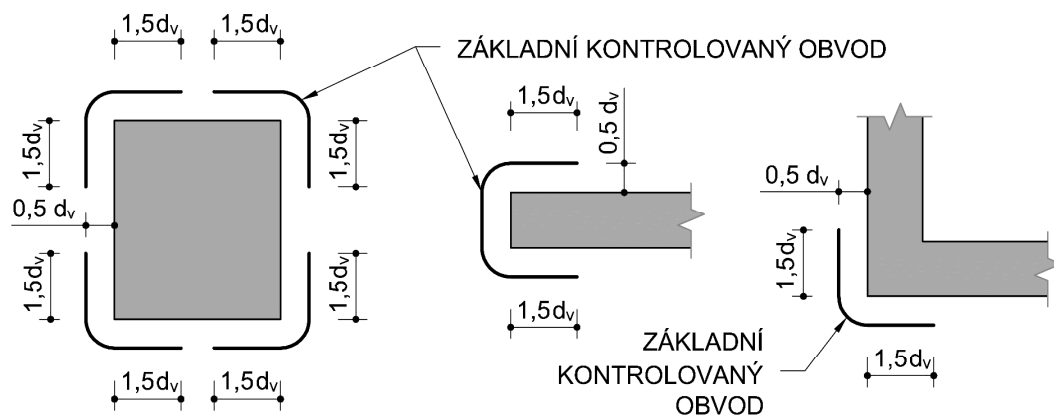
$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6, \quad (2.8)$$

kde, d je střední hodnota efektivní výšky desky, ψ definuje natočení desky a k_{dg} zohledňuje vliv velikosti kameniva (d_g)

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \leq 0,75, \quad (2.9)$$

Základní kontrolovaný obvod vychází z geometrie podpory, u které je započtená pouze část $1,5d$ za půdorysným lomem, čímž vznikne základní redukovaný kontrolovaný obvod, Obr. 2.18. Pro zohlednění nerovnoměrnosti působení smykového zatížení je tento redukovaný kontrolovaný obvod násobený součinitelem k_e nabývajících hodnot

- $k_e = 0,9$ pro vnitřní sloupy,
- $k_e = 0,7$ pro krajní sloupy,
- $k_e = 0,65$ pro rohové sloupy,
- $k_e = 0,75$ pro volné konce stěn a rohy stěn.



Obr. 2.18 Základní redukovaný kontrolovaný obvod dle Model Code 2010 pro sloup, volný konec stěny a roh stěny.

Stanovení hodnoty natočení desky ψ , ze které se odvozuje rozevření smykové trhliny [22], je odlišné pro různé tzv. úrovně přiblížení výpočtu ($LoA = Levels of Approximation$ [20]), Obr. 2.17.

$LoA I$ se používá pro základní ověření dimenzí prvků, a to bez podrobných výpočtových modelů. Předpokládá se duktilní porušení desky ohybem tak, že návrhový ohybový moment je roven momentu na mezi únosnosti v zatěžovacím pruhu sloupu.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s f_{yd}}{d E_s}, \quad (2.10)$$

kde r_s označuje vzdálenost nulového radiálního momentu uvažovanou $r_s = 0,22l$, f_{yd} návrhová mez kluzu podélné výztuže, E_s modul pružnosti oceli.

LoA II vychází z určení natočení pomocí přidání skutečného poměru působícího ohybového momentu a únosnosti

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s f_{yd}}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (2.11)$$

kde je m_{Rd} moment na mezi únosnosti desky, m_{Ed} průměrný návrhový moment aproximovaný dle rovnice 7.3-71 [12] a vychází z návrhové smykové síly. Pro tuto úroveň přiblížení není nutný podrobný analytický model a hodnota r_s může být použita dle *LoA I*.

LoA III se používá pro detailní výpočty nebo pro přepočty stávajících konstrukcí, kde je vytvořen lineární model konstrukce z konečných prvků a natočení desky je stanoveno jako

$$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s f_{yd}}{d E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5}, \quad (2.12)$$

kde r_s je vzdálenost nulového radiálního momentu stanovená z modelů a m_{Ed} je průměrný návrhový moment ve sloupovém pruhu odečtený z modelu (včetně zohlednění krouticího momentu).

LoA IV určuje natočení ψ z modelů zohledňujících nelineární materiálový model pro beton, rozvoj trhlin, tahové zpevnění, namáhání výztuže za mezí kluzu a další nelineární jevy. Použití podrobných modelů je aplikováno pouze při přepočtech velmi atypických konstrukcí nebo posouzení kritické únosnosti stávajících.

Vliv předpětí, resp. normálové síly v desce, není exaktně v MC 2010 popsán. Zohlednění předpětí spočívá v úpravě hodnoty pootočení o vliv momentu od předpětí. Podrobněji je dokumentováno např. v [23].

Při započtení smykové výztuže je celková únosnost definována jako součet únosnosti samotného betonu a smykové výztuže

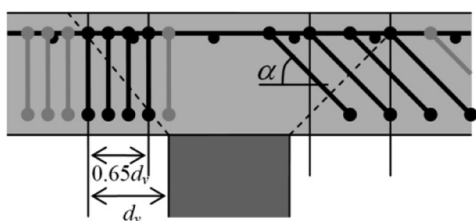
$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (2.13)$$

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd}, \quad (2.14)$$

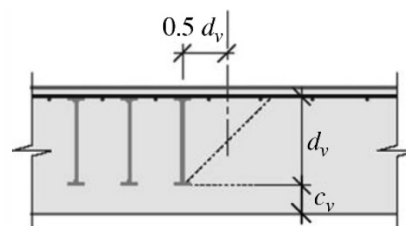
kde A_{sw} je plocha veškeré smykové výztuže řádně zakotvené v oblasti $0,35d_v - d_v$ (Obr. 2.19), k_e zohledňuje typ a umístění posuzované konstrukce (viz výše), σ_{swd} odpovídá aktivovanému napětí ve smykové výztuži, které je definováno jako

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \left(\sin \alpha + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd}, \quad (2.15)$$

kde α reprezentuje úhel mezi podélnou výztuží a smykovou výztuží, f_{bd} návrhovou hodnotu pevnosti v kotvení a ϕ_w průměr smykové výztuže.



Obr. 2.19 Započitatelná smyková výztuž dle Model Code 2010 [12]



Obr. 2.20 Redukce efektivní výšky mimo oblast se smykovou výztuží dle Model Code 2010 [12]

V MC 2010 je nutné zajistit, aby při použití smykové výztuže byla přenášena minimálně polovina působícího zatížení smykovou výztuží pro zajištění deformační kapacity desky. Jak je vidět z předešlého, tak i pro návrh smykové výztuže je nutné zohlednit vliv natočení desky. Oproti EC2 je zde započítána plná únosnost samotného betonu ve smyku, která je však přímo úměrná otevření trhliny. Lépe tak vystihuje skutečný stav konstrukce v době porušení včetně odpovídajícího započtení smykové výztuže. Pro výpočet únosnosti mimo oblast se smykovou výztuží je použita redukována výška vzhledem k použité smykové výztuži, Obr. 2.20.

Omezující posudek pro maximální hodnotu únosnosti vychází z drcení tlakové diagonály v líci podpěry

$$V_{Rd,max} = k_{sys} k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v, \quad (2.16)$$

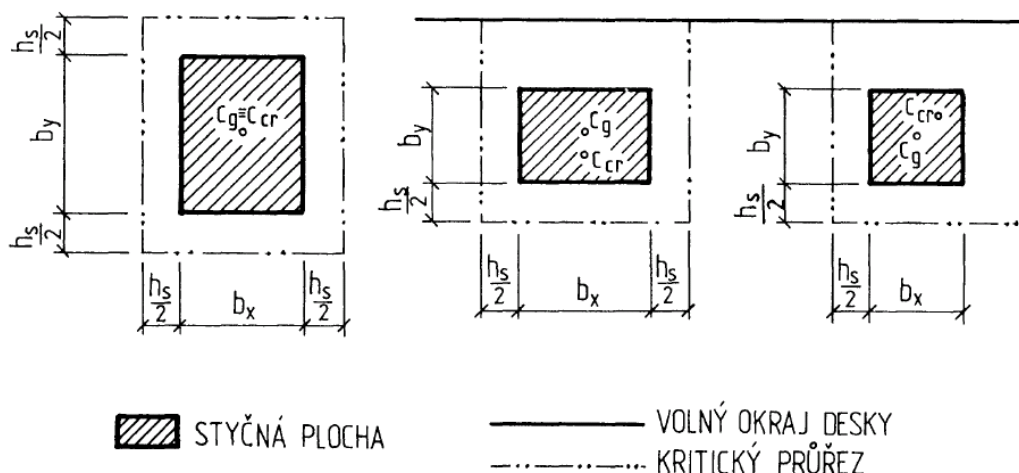
kde k_{sys} závisí na typu použité výztuže ($k_{sys} = 2,4$ pro třmínky řádně zakotvené a $k_{sys} = 2,8$ pro trny s rozšířením na obou koncích o minimální velikosti trojnásobku průměru trnu).

Vypočtené únosnosti jsou porovnávány s V_{Ed} představující působící smykovou sílu v podpoře.

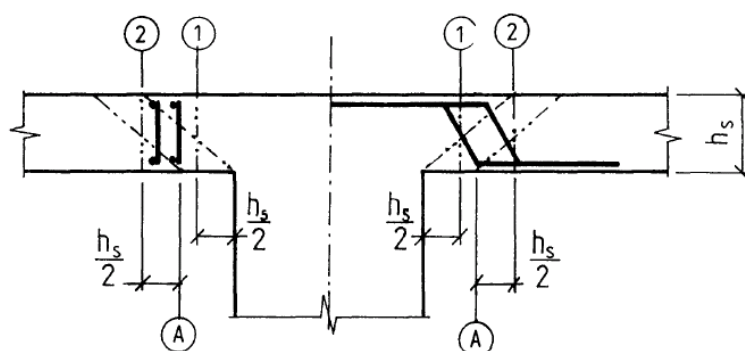
2.2.3 ČSN 73 1201:1986

Tato norma byla v Československu platná od 10/1988, přičemž byla schválena již 11. 8. 1986. Následně byla v České republice zrušena v 03/2010, resp. 07/2009 na Slovensku v podobě STN 73 1201. V období od 12/2006 platila souběžně s nově nastupujícími Eurokódy, konkrétně již zmíněnou ČSN EN 1992-1-1.

Posouzení únosnosti v protlačení je v této normě prováděno pomocí měrných smykových sil po délce kritického obvodu. Půdorysný tvar kritických průřezů se oproti normám v předchozích kapitolách liší ve tvaru, když není uvažováno zaoblení v rozích podpor Obr. 2.21. Vzdálenost kritického obvodu je uvažována ve vzdálenosti poloviny výšky desky ($h_s/2$). Princip stanovení obvodu pro krajní i rohový sloup je totožný jako u ostatních norem.



Obr. 2.21 Typické kritické obvody v půdorysu dle ČSN 73 1201:1986 [15]



Obr. 2.22 Umístění kritických řezů v konstrukci dle ČSN 73 1201:1986 [15] (1,2 – kritické průřezy, A – obrys smykové výztuže navržen pro 1. kritický průřez)

Únosnost v protlačení betonu bez smykové výztuže je stanovena

$$q_{bu} = 0,42 \cdot h_s \cdot \kappa_s \cdot \kappa_h \cdot \kappa_n \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}, \quad (2.17)$$

kde je h_s tloušťka betonové desky, κ_s součinitel vlivu vyztužení, κ_h součinitel tloušťky desky, κ_n součinitel normálové síly, γ_b součinitel podmínek působení betonu, R_{btd} výpočtová pevnost betonu v tahu.

Únosnost v protlačení samotné smykové výztuže je definována pro třmínky

$$q_{su} = n_s \cdot \lambda_{ss} \cdot a_{ss} \cdot \gamma_s \cdot R_{sd} \quad (2.18)$$

a pro ohyby

$$q_{su} = n_b \cdot a_{sb} \cdot \sin \alpha_b \cdot \gamma_s \cdot R_{sd}, \quad (2.19)$$

kde je a_{sb} (a_{ss}) průřezová plocha jedné řady třmínků na jednotku délky obvodu kritického průřezu, n_s počet řad třmínků umístěných ve vzdálenosti $0,5h_s - h_s$ od obvodu styčné plochy (Obr. 2.22), n_b počet řad ohybů protínajících šikmý řez ve vzdálenosti $0,5h_s - h_s$ od obvodu styčné plochy, λ_{ss} součinitel účinnosti smykové výztuže (1,0 pro třmínky; 0,6 pro třmínky kotvené háky), α_b úhel sevřený ohyby a rovinou desky, γ_s součinitel působení smykové výztuže.

Celková únosnost betonové desky se smykovou výztuží byla počítána

$$q_u = 0,5 q_{bu} + q_{su} \leq 2 q_{bu}. \quad (2.20)$$

Uvažovalo se tedy pouze s poloviční únosností samotného betonu stanovenou dle (2.17). Tento přístup platil až do vydání změny Z2 z 09/1994, kdy došlo k zásadní úpravě vzorce (2.20)

$$q_u = q_{bu} + q_{su} \leq 2 q_{bu}. \quad (2.21)$$

Příspěvek únosnosti betonu do celkové únosnosti v protlačení se tedy zdvojnásobil. Změna se dotkla pouze normy platící v České republice, naopak v normě pro Slovensko STN (původní ČSN) 73 1201 k této změně nedošlo. Důsledkem této změny je, že při stejné působící vnější síle bylo navrhováno výrazně menší množství smykové výztuže. Relativně nenápadně vyhlížející úprava je častou příčinou, proč při přepočtech podle současných norem nevychází únosnost v protlačení spočtená po změně Z2.

Dalším důvodem ovlivňující přepočty je započitatelnost smykové výztuže do únosnosti jen v mezích $0,5h_s - h_s$ od líce sloupu (Obr. 2.22). První započitatelná smyková výztuž je tedy v maximální vzdálenosti pro umístění první smykové výztuže dle EN 1992-1-1. Problematice započitatelnosti výztuže je podrobně věnována kapitola 7.1.

Vypočtená únosnost v protlačení je porovnávána s působící smykovou silou od vnějšího zatížení, které je počítáno z

$$q_d = q_{qd} + q_{md}, \quad (2.22)$$

kde q_{qd} představuje měrnou část vyvozenou působící smykovou silou Q_{qd} a q_{md} část vyvozenou ohybovým momentem. Vliv nevyrovnaného momentu je tedy na straně vnějších sil. Naproti tomu je přístupu MC 2010, kde je zakomponován do úpravy délky vzdorující délky kritického průřezu b_0 .

Maximální smyková únosnost je omezena na (upravený vzorec (459) z [15])

$$Q_{b,max} = \frac{1}{3} \kappa_l u_{cr} h_s \gamma_b R_{bd}, \quad (2.23)$$

kde κ_l vyjadřuje vliv sklonu třmínků a R_{bd} výpočtová pevnost betonu v tlaku.

Je zde nutné poznamenat, že v roce 2010 byla norma ČSN 73 1201 [21] vydána jako tzv. „zůstatková“, ve které byly zachovány články neodporující novému systému Eurokódů a nově byly doplněny např. informace k rozmístění smykové výztuže na protlačení. Vlastní výpočet protlačení není řešen v ČSN 73 1201:2010.

2.2.4 EN 1992-1-1:2020 PROPOSAL

V současné době probíhá příprava tzv. druhé generace Eurokódů [13]. Pracovní skupina CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 připravuje část zabývající se smykem, protlačáním a kroucením. Nový přístup k posuzování protlačení zohledňuje poznatky z MC 2010 a z mechanického modelu *Critical Shear Crack Theory* do zjednodušené formulace výpočtu únosnosti. V roce 2016 byl vytvořen návrh úpravy výpočtu protlačení [14].

Posudek je nastaven pro kritické obvody v $0,5 d_v$ (Obr. 2.16). Únosnost samotného betonu v protlačení na jednotku délky obvodu je

$$v_{Rd,c} = \frac{k_b}{\gamma_c} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{1/3} \quad d_v \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \cdot d_v, \quad (2.24)$$

kde k_b je smykový faktor, d_{dg} vyjadřuje vliv velikosti kameniva a pevnosti betonu, a_v zohledňuje size-effect, d_v efektivní výška ve smyku a ρ_l stupeň vyztužení podélnou výztuží (počítáno ze šířky sloupového pruhu o velikosti $4d$ oproti $3d$ v EN 1992-1-1).

Smykový faktor je definovaný jako

$$k_b = \sqrt{8 \cdot \mu \cdot \left(\frac{d}{b_0} \right)} \geq 1, \quad (2.25)$$

Kde $b_0 \mu$ zohledňuje vliv nevyrovnaného momentu:

- $\mu = 8$ pro vnitřní sloupy,
- $\mu = 5$ pro krajní sloupy,
- $\mu = 3$ pro rohové sloupy.

Vzdálenost nulových radiálních momentů je zohledněna $a_v = \sqrt{a_{v,x} \cdot a_{v,y}} \geq 2,5d$. Tato vzdálenost je definována jako vůči ose podpory. Poměr d_{dg}/a_v je vyjadřován ve stejných jednotkách, a proto je bezrozměrný.

Vliv velikosti kameniva a pevnosti betonu je uvažován jako

$$d_{dg} = 16 + d_g \cdot \min((60/f_{ck})^2; 1) \leq 40 \text{ mm}, \quad (2.26)$$

kde d_g je maximální velikost frakce.

Únosnost v protlačení se smykovou výztuží je počítána, stejně jako v předchozích případech, součtem únosnosti samotného betonu a smykové výztuže.

$$v_{Rd,cs} = \eta_c \cdot v_{Rd,c} + \eta_s \cdot v_{Rd,sy} \geq v_{Rd,sy}, \quad (2.27)$$

kde je $v_{Rd,c}$ únosnost samotného betonu dle (2.24), η_c faktor zohledňující příspěvek betonu, η_s faktor zohledňující příspěvek smykové výztuže, $v_{Rd,sy}$ únosnost smykové výztuže definovaná jako

$$v_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_r s_t} d_v f_{ywd}. \quad (2.28)$$

Kde s_t je průměrná tečná vzdálenost výztuže v kontrolním obvodu, s_r radiální vzdálenost mezi prvním a druhým obvodem výztuže (pokud je první obvod umístěn ve větší vzdálenosti než $0,5d_v$, je s_r nahrazeno $s_0 + 0,5s_1$), A_{sw} plocha jedné smykové výztuže a f_{ywd} pevnost na mezi kluzu smykové výztuže (odvozeno pro $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$).

Faktor vyjadřující příspěvek betonu je definován jako poměr únosnosti samotného betonu vůči působící smykové síle $\eta_c = V_{Rd,c}/V_{Ed}$. Faktor vyjadřující příspěvek smykové výztuže je navržen ve formě

$$\eta_s = \left(\frac{a_v}{d}\right)^{1/2} \left(\frac{1,2}{\eta_c \cdot k_b}\right)^{3/2} + 0,1 \leq 1. \quad (2.29)$$

Maximální únosnost ve smyku je omezena na

$$v_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot v_{Rd,c}, \quad (2.30)$$

kde η_{sys} je součinitel zohledňující typ použité smykové výztuže (1,5 pro třmínky, 1,8 pro smykové trny s rozkovanou hlavou).

2.2.5 Draft prEN 1992-1-1:2018

V době dokončování disertační práce byl uveřejněn nový návrh druhé generace Eurokódů pod označením draft prEN 1992-1-1:2018 [24]. Jedná se o upravenou verzi EN 1992-1-1:2020 PROPOSAL popsanou v předchozí kapitole. Zachovává se přístup k posouzení ve vzdálenosti $0,5 d_v$ od líce podpory a základní kontrolovaný obvod b_0 se stanoví stejně jako na Obr. 2.18, ale vrací se zpět k posudku ve formě porovnání smykových napětí jako současně platná EN 1992-1-1:2004. Vizuálně nejednodušší změnou je nahrazení označení v pro smykové napětí notací známou z obecné mechaniky τ . Dále jsou popsány hlavní rovnice, které z velké části přebírají označení vstupních hodnot jako v předchozí kapitole, a proto jsou pro přehlednost uvedeny pouze rozdílné části.

Návrhové napětí únosnosti v protlačení samotného betonu bez smykové výztuže je definované

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}, \quad (2.31)$$

kde d_{dg} reprezentuje referenční hodnotu velikosti kameniva podle rovnice (2.26) a k_{pb} označuje součinitel zohledňující zvýšení pevnosti vlivem pro smykového gradientu

$$k_{pb} = \sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5. \quad (2.32)$$

Koeficient μ_p zohledňující smykový gradient v desce v návaznosti na ohybový moment je oproti návrhu z roku 2016 (kapitola 2.2.4) uvažován odlišnými hodnotami:

- $\mu_p = 8$ pro vnitřní sloupy,
- $\mu_p = 4$ pro krajní sloupy,
- $\mu_p = 2$ pro rohové sloupy.

Tyto hodnoty by měly být použity při návrhu nové konstrukce. Pro posouzení stávajících je možné upřesnění na základě skutečného poměru působící smykové síly a ohybového momentu v desce.

Při vzdálenosti nulového momentu od středu podpory menší než $8d$ (v tomto případě není porovnáváno s efektivní výškou ve smyku d_v) je možné nahradit d_v upravenou hodnotou a_{pd}

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p}{8}} d_v, \quad (2.33)$$

kde je a_p reprezentuje vzdálenost k nulovému momentu v desce od geometrického středu kontrolovaného obvodu

$$a_p = \sqrt{a_{p,x} \cdot a_{p,y}} \geq d_v. \quad (2.34)$$

Zároveň je navržen i nový faktor zohledňující membránové působení desky u vnitřních sloupů, kterým se násobí hodnota a_p z rovnice (2.34):

$$k_{pm} = 100\rho_l \left(\gamma_c \frac{f_{yd}}{100\sqrt{f_{ck}}} \right)^{3/2} \leq 1. \quad (2.35)$$

Tento součinitel byl odvozen analyticky s uvažováním $f_c \approx 30 \text{ MPa}$, $f_y \approx 500 \text{ MPa}$, $\rho_l \approx 0,0075$, $f_{ct} \approx 0,37 \cdot f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$ a $f_y / f_{yd} \approx 1,15$ [25]. Dále bude ještě podroben studii před finálním zapracováním do normy, především se diskutuje jeho použití pouze pro přepočty stávajících konstrukcí nebo i pro návrh nových konstrukcí.

Pro předpjaté konstrukce je doplněn součinitel k_{pp} zohledňující normálovou sílu v rovině desky (efekt momentu od předpětí zde není uvažován). Napětí σ_d od normálové síly je stanoveno jako průměrné napětí v pruhu použitým pro výpočet stupně vyztužení. Výsledný součinitel je uvažován v případě tlaku (pro $\sigma_d < 0$)

$$k_{pp} = \sqrt{1 - 1,2 \cdot \frac{b_0}{\mu_p \cdot d_v} \frac{\sigma_d}{\sqrt{f_{ck}}}}. \quad (2.36)$$

Pokud jsou vyvolány tahové normálové síly v rovině desky, tak součinitel nabývá hodnot (pro $\sigma_d > 0$)

$$k_{pp} = \sqrt{1 + 1,2 \cdot \frac{b_0}{\mu_p \cdot d_v} \frac{\sigma_d}{\sqrt{f_{ck}}}}. \quad (2.37)$$

Vypočtený součinitel k_{pp} je použit k přenásobení k_{pb} ze základní rovnice (2.31).

Opravenou hodnotu únosnosti v protlačení bez smykové výztuže o výše zmíněné součinitele je možné zapsat (v návrhu normy není tato rovnice přímo popsána):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pp} \cdot k_{pb} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{ag}}{\sqrt{k_{pm} \cdot a_p \cdot d_v / 8}} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}. \quad (2.38)$$

Únosnost v protlačení se smykovou výztuží je počítána, stejně jako v předchozích případech, součtem únosnosti samotného betonu a smykové výztuže.

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}, \quad (2.39)$$

kde η_c vyjadřuje poměr mezi napětím na mezi únosnosti a návrhovým napětím v protlačení $\tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}$, ρ_w poměrné vyztužení smykovou výztuží a η_s faktor zohledňující příspěvek smykové výztuže k celkové únosnosti definovaný jako

$$\eta_s = \left(15 \frac{d_{dg}}{d}\right)^{1/2} \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{3/2} \leq 0,8. \quad (2.40)$$

Poměrné smykové vyztužení vychází z tangenciální (s_t) a radiální vzdálenosti (s_r) výztuže v desce

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}. \quad (2.41)$$

Pro ukloněnou výztuž o úhel α_w od roviny desky jsou použity goniometrické funkce. Poměrné smykové přetvoření ρ_w je třeba vynásobit $(\sin \alpha_w + \cos \alpha_w)$ a hodnota η_s je násobena výrazem $(\sin \alpha_w + \cos \alpha_w) \cdot \sin \alpha_w$. Pro výztuž ve formě ohybů bude výpočet ještě předmětem upřesnění.

Maximální únosnost ve smyku je omezena stejně jako v předchozím návrhu z roku 2016 (2.30) na

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}, \quad (2.42)$$

kde η_{sys} zohledňuje použitou smykovou výztuž a nabývá hodnot 1,5 pro třmínky a 1,8 pro smykové trny s rozkovanou hlavou.

Vnější kontrolovaný obvod, ve kterém už není potřeba smyková výztuž, se stanoví pomocí rovnice

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c}\right)^2, \quad (2.43)$$

kde $d_{v,out}$ označuje efektivní výšku ve smyku ve vnějším kontrolovaném obvodu. Rovnice byla odvozena včetně zohlednění vzdálenosti nulového momentu. Poslední smyková výztuž má být umístěna maximálně ve vzdálenosti $0,5 d_v$ od obrysu kontrolovaného obvodu.

Hodnoty smykové únosnosti jsou porovnávány s návrhovým smykovým napětím v protlačení, jehož určení je prakticky totožné se současnou úpravou v rovnici (2.1)

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v}, \quad (2.44)$$

kde pro stanovení součinitele β zohledňujícího lokální koncentrace smykového namáhání jsou při splnění podmínek (maximální rozdíl sousedních rozpětí do 25 % a stabilita konstrukce není zajištěna rámovým efektem sloupu a desky) doporučeny hodnoty

- $\beta = 1,15$ pro vnitřní sloupy,
- $\beta = 1,4$ pro krajní sloupy,
- $\beta = 1,5$ pro rohové sloupy.
- $\beta = 1,2$ pro konce stěn.

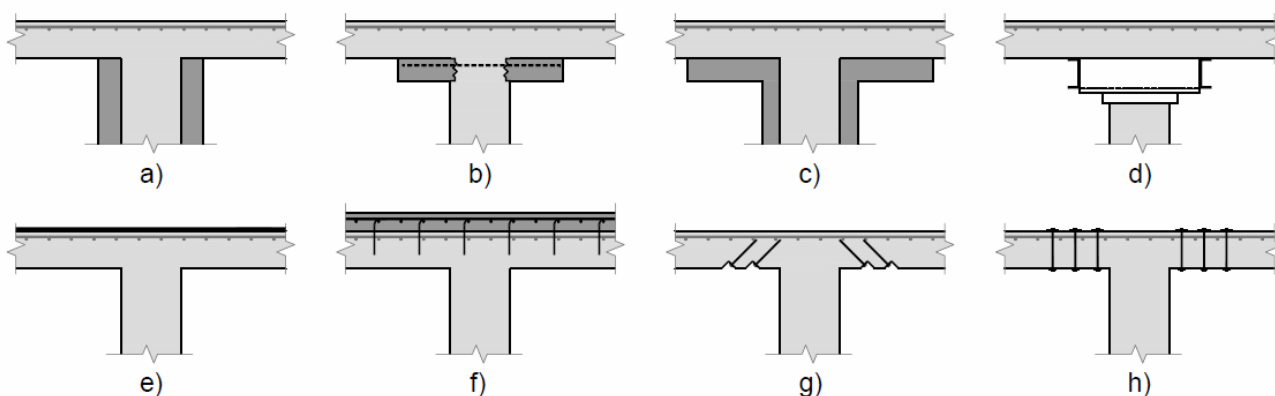
Pro ostatní případy a pro podrobné přepočty bude přístup teprve upřesněn.

Je nutné poznamenat, že jeden z hlavních cílů [24] je *ease of use*, který mimo jiné spočívá v zavedení efektivní výšky ve smyku d_v do všech vzorců s výjimkou (2.40). Vynechání označení d_v však autor považuje za překlep v návrhu finální verze dokumentu.

2.3 Způsoby zesilování

Stručný základní přehled používaných způsobů zesilování stropních desek v protlačení je uveden na Obr. 2.23. Zesilování kritického detailu na protlačení lze ze statického hlediska provést de facto čtyřmi různými principy, případně jejich kombinací:

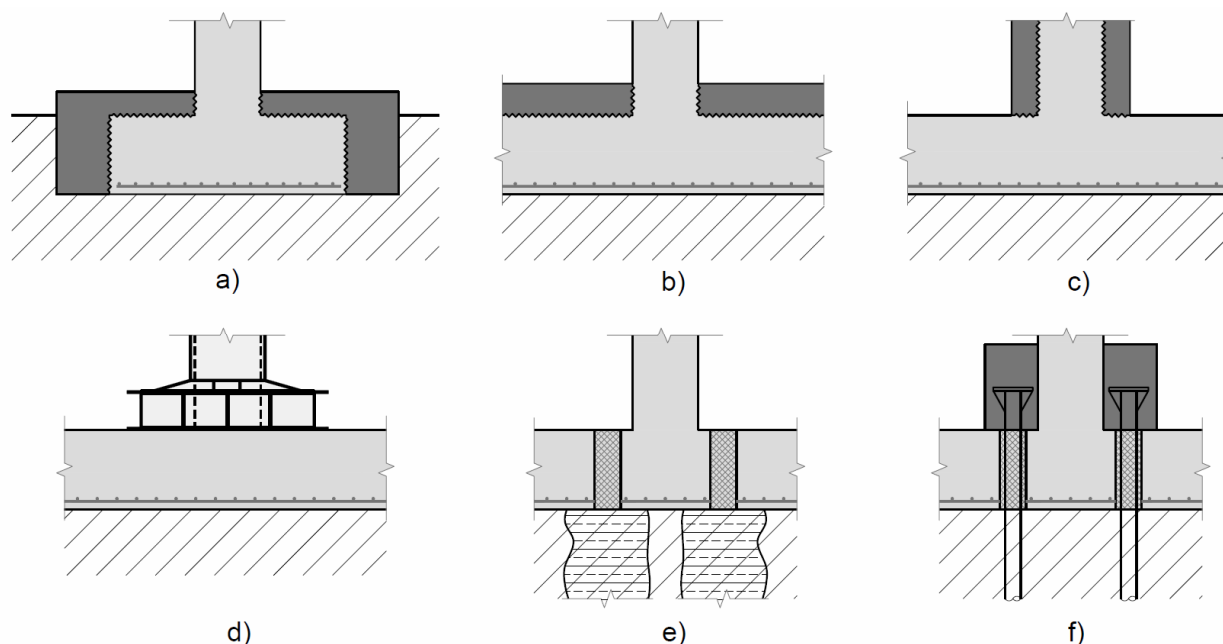
1. Zvětšením obvodu podpory (Obr. 2.23 a, b, c, d).
2. Posílením podélné tažené výztuže desky (Obr. 2.23 e, f).
3. Zvětšením efektivní výšky kritického průřezu (Obr. 2.23 b, c, f).
4. Doplněním smykové výztuže okolo podpory (Obr. 2.23 g, h).



Obr. 2.23 Obvyklé způsoby zesilování stropních desek na protlačení:

a) obetonování sloupu, b) dodatečná hlavice, c) obetonování sloupu včetně dodatečné hlavice, d) nahrazení nebo doplnění hlavy sloupu ocelovou hlavicí – např. Aschwanden RINO Exo [26], e) zesílení ohybové výztuže při horním povrchu, f) nadbetonování spráženě desky, g) vlepené šikmé smykové trny předepnuté a kotvené ze spodního povrchu desky [27], h) dodatečné smykové trny kotvené z obou povrchů přes podložky

Na Obr. 2.24 jsou naznačeny možné základní varianty zvýšení únosnosti v protlačení pro základové konstrukce, které analogicky odpovídají zesilování stropních desek. Obetonování základů spojené se zvětšením účinné výšky je naznačeno na Obr. 2.24 a pro patky, resp. na Obr. 2.24 b pro desky. Zvětšení kontrolního obvodu na protlačení lze docílit obetonováním samotného sloupu (Obr. 2.24 c), případně zesílení pomocí ocelové hlavice napojené na sloup (Obr. 2.24 d, [28]). Avšak varianta posílení podélné tažené výztuže desky nepřípadá v úvahu, protože tato strana není přístupná pro sanaci. Naopak se nabízí varianta sanace, kde část působícího zatížení je vynášena prvky speciálního zakládání jako např. tryskovou injektáží Obr. 2.24 e, anebo mikropilotami Obr. 2.24 f. Díky tomu dojde k redukci návrhového působícího zatížení na základovou desku.



Obr. 2.24 Obvyklé způsoby zesilování základových desek a patek na protlačení:
a) obetonování a nadbetonování patky, b) nadbetonování desky, c) obetonování sloupu,
d) dodatečná ocelová hlavice [28], e) dodatečná trysková injektáž, f) dodatečné
podchycení mikropilotami

V následujících kapitolách jsou podrobněji popsány různé varianty pro zesilování desek na protlačení. Zároveň je pozornost zaměřena na současný výzkumný program z různých částí světa doplněný o výsledky z experimentů.

2.3.1 Dodatečná smyková výztuž

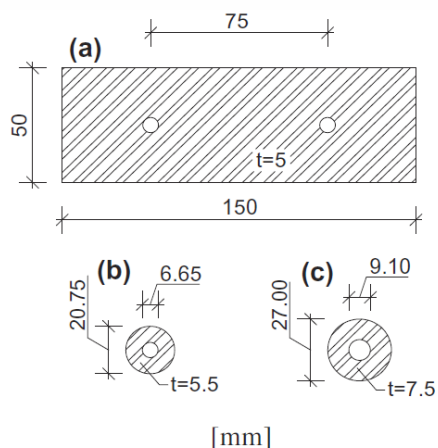
Instalace dodatečné smykové výztuže do desek se dá rozdělit na dvě základní varianty, a to instalace výztuže bez předepnutí a s předepnutím. A dále dle použitého materiálu (FRP, ocel apod.).

2.3.1.1 Ocelová nepředepnutá smyková výztuž

Jeden z nejčastěji používaných způsobů zesilování je provedení dodatečné smykové výztuže. Z důvodu nutnosti kotvení trnů na obou površích se s výhodou používají závitové tyče, které jsou na koncích opatřeny maticí a podložkou pro utažení.

Samotný způsob kotvení byl zkoumán z pohledu absolutní únosnosti zesílení konstrukce, studovali jej Inácio, Ramos, Faria [29]. Byly zde zkoumány různé typy podložek, a to včetně zapuštěných do krycí vrstvy, Obr. 2.25 a Obr. 2.26. Byla prokázána přímá úměrnost mezi rychlostí nárůstu síly v dodatečné výztuži a velikostí kotvení na povrchu desky.

Během experimentů bylo dosaženo navýšení únosnosti dle velikosti použitých smykových trnů (závitových tyčí) o 54 % (M10), 21 % (M8) a 15 % (M6) oproti nezesílené variantě. Pro menší dodatečné tyče došlo vždy k selhání oceli. U větších průměrů ocel nebyla využita nad svoji mez kluzu.

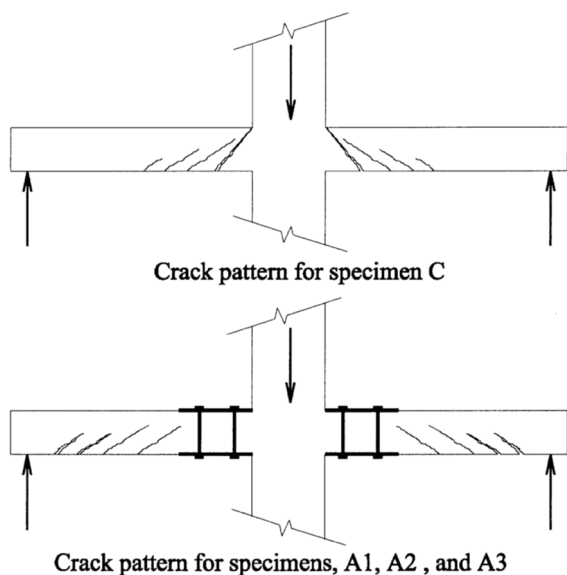


Obr. 2.25 Typy použitých kotevních podložek pro závitové tyče [29]

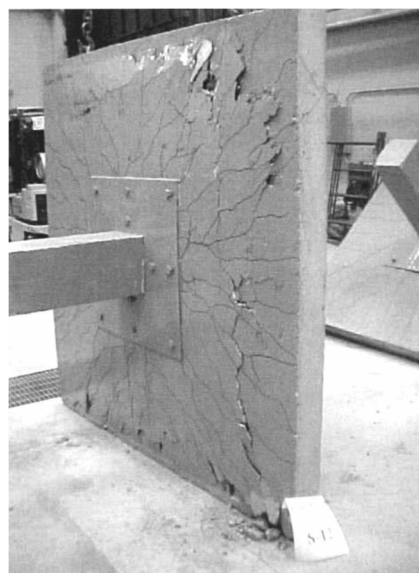


Obr. 2.26 Porušený vzorek po zesílení smykovými trny s ocelovou deskou kotvící dva trny [29]

Způsobem zesilování, který využívá dodatečné smykové trny i ocelové desky (samotné desky viz kapitola 2.3.2.2), se zbývali Ebead a Marzouk [30]. Zajímavostí z provedených experimentů je snaha vystihnout skutečné chování konstrukce, když byly desky nejdříve zatíženy na cca 50 % své únosnosti, odtíženy a až následně byly zesilovány. Princip zesílení spočívá v nalepení ocelových plátů epoxidovou pryskyřicí na horní i spodní povrch, Obr. 2.27. Poté jsou v ocelovém plátu provlečeny trny skrz betonovou desku a utaženy momentovým klíčem. Po zesílení se konstrukce chová jako spřažená (bylo prokázáno na rozvoji poměrného přetvoření dílčích částí).



Obr. 2.27 Rozvoj smykových trhlin pro zesílený a nezesílený vzorek [30]



Obr. 2.28 Typické porušení zesílené konstrukce ocelovými pláty se smykovými trny [30]

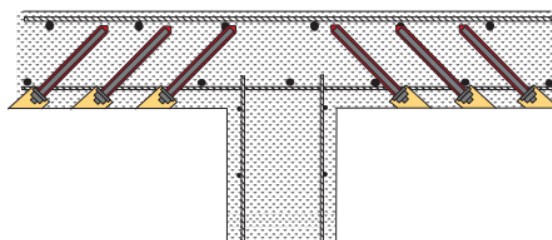
Výsledné hodnoty únosnosti zesílených konstrukcí byly v průměru o 53 % vyšší než v nezesílené variantě. Jako problematické se jeví způsob porušení interakcí spřaženého průřezu s protlačení, na který se prakticky nedá aplikovat žádný současný

normový přístup. Chování vzorků při porušení bylo díky volbě způsobu zesílení posunuto z čistého smykového porušení na částečně ohybové porušení, vzhledem k využití výztuže v desce a tvaru porušené oblasti, Obr. 2.28. V praxi je tento způsob zesilování komplikovaný z hlediska provádění přesného vrtání otvorů v betonové desce a sesazení ocelových plátů přesně nad sebe. Podstatnou nevýhodou je také velká spotřeba spojovacího materiálu ve formě epoxidové pryskyřice aplikované pod celou plochu ocelové desky.

Výzkumem zaměřeným na dodatečné smykové trny se zabývá skupina okolo prof. Anny Marie Polak, která na toto téma vydala již řadu článků [31]-[33]. Jejich tvar smykových trnů je mírně netradiční, jelikož využívají upraveného ocelového trnu s rozkovanou hlavou, na kterém je vytvořen závit pro umístění matice viz Obr. 2.29. Tímto způsobem bylo dosaženo zesílení konstrukce v protlačení v průměru o 43 % [33].



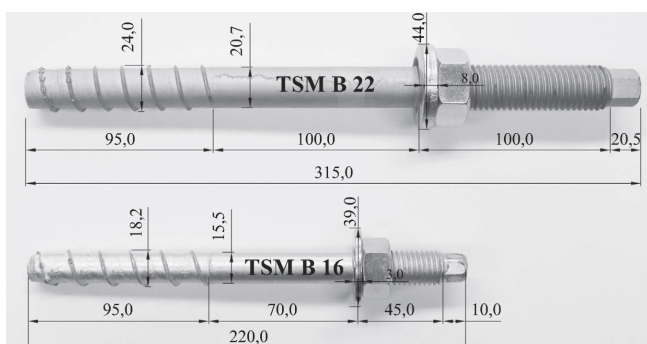
Obr. 2.29 Dodatečný smykový trn s rozkovanou hlavou na jedné straně a závitem pro matici na druhé [31]



Obr. 2.30 Zesilování na protlačení pomocí Hilti HZA-P [34]

Zajímavou technologii zesilování vyvinula firma Hilti společně s EPFL (*École polytechnique fédérale de Lausanne*) [27], která spočívá v instalaci smykové výztuže do šikmých vrtů provedených pouze z jednoho povrchu desky Obr. 2.30. Technologie je verifikována na švýcarskou normu SIA (obdoba přístupu MC 2010). Na experimentech bylo dosaženo zesílení v protlačení až o 73 % oproti nezesílené konstrukci.

Technologií aplikovanou pouze z jedné strany se zabýval i Wörle [35], který místo vlepaných trnů používá šrouby do betonu instalované do předvrtaných otvorů z jednoho povrchu desky (Obr. 2.31 a Obr. 2.32). Použitím těchto přípravků bylo dosaženo navýšení únosnosti až o 48 %. V současné době se tímto způsobem zesílení zabývá také Keseli na STU v Bratislavě [36].



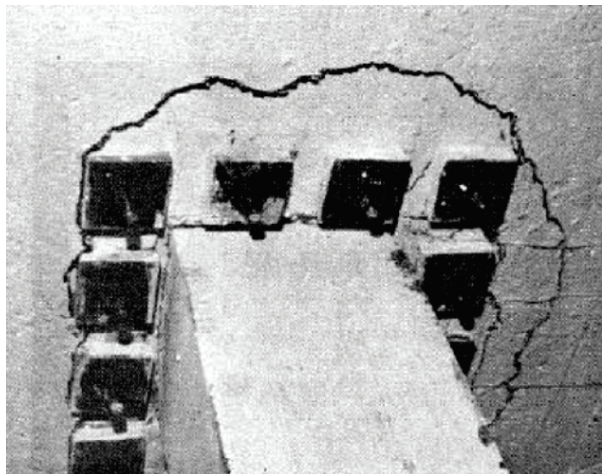
Obr. 2.31 Dodatečná smyková výztuž ve formě šroubu do betonu [35]



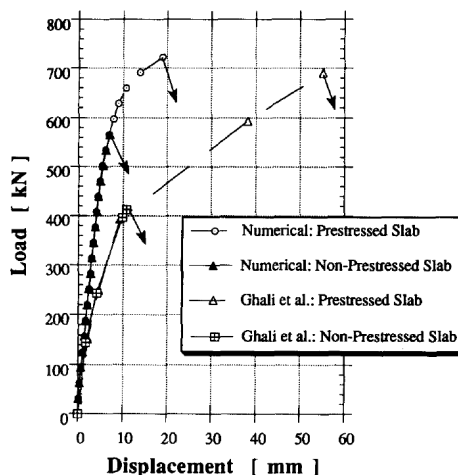
Obr. 2.32 Porušená konstrukce s aplikovanými šrouby do betonu [35]

2.3.1.2 Ocelová předepnutá smyková výztuž

Zesilování pomocí dodatečné instalace předepnutých smykových trnů prezentovali již Ghali a kol. v roce 1974 [37]. Při výzkumu byly použity relativně velké rozměry podložek a byly aplikované pouze v omezeném počtu obvodů, Obr. 2.33.



Obr. 2.33 Předepnuté dodatečné smykové trny, Ghali et al. 1974 [37]



Obr. 2.34 Porovnání numerických modelů s výsledky z experimentů od Ghali et al. [38]

V následujících letech byla více pozornost zaměřena na samotné objasnění fenoménu protlačení a studium různých mechanických modelů. V roce 1993 publikovali Krstulovic-Opara a Kotsovos [38] teoretickou studii zaměřenou na analýzu vlivu vertikálního předepnutí desky na porušení protlačení, kde byly výsledky analýzy porovnávány právě s experimenty od Ghaliho [37], Obr. 2.34. Tehdejší materiálové nelineární numerické modely neumožňovaly řešení ve 3D, a tak bylo přijato několik zjednodušení. Chování nepředepnuté a předepnuté varianty během zatěžování bylo prakticky totožné do meze únosnosti nepředepnuté. Následně se zvyšujícím se zatížením rostla i duktilita celé konstrukce. Celkový nárůst únosnosti byl přibližně 40 % oproti nepředepnuté variantě.

Pozoruhodné použití smykových trnů uvádí Askar [39] v experimentální studii porušených desek v protlačení. V tomto případě se nejedná o zesilování jako spíše o celkovou opravu desky porušené protlačení sloupu a následné doplnění smykových trnů. Desky byly v oblasti smykové trhliny očištěny (Obr. 2.35), následně byl aplikován na porušený povrch epoxidový spojovací materiál a původní odpadlá část byla dobetonována novou směsí. Po vytvrdnutí dobetonávky byly aplikované dodatečné smykové trny, do kterých byla vnesena síla 5 kN, Obr. 2.36.

Po opravě těchto desek bylo dosaženo obdobných hodnot únosnosti v protlačení jako u původní desky. Použití tohoto systému na již zhroucených deskách je velmi diskutabilní, a to především z důvodu významného přerozdělení vnitřních sil u porušených desek na protlačení. V takovém případě ztratí deska podporu a zatížení musí být přenášeno do jiné části (pokud již neproběhl progresivní kolaps celé konstrukce), desky tak bývají významně porušeny i ohybově. Navíc uvedení deformované desky do původní polohy a dobetonování protlačeného kužele je prakticky

nerealizovatelné v podmínkách praxe. Nehledě na psychologickou stránku tohoto problému, kdy by byla porušená konstrukce znovu použita. Velká otázka je také nad kvalitou provedení dobetonávky na stavbě a dlouhodobého působení konstrukce.



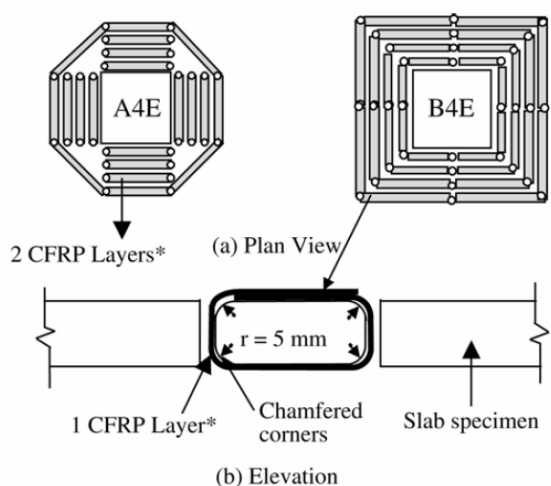
Obr. 2.35 Porušená konstrukce opravována předepnutými dodatečnými trny [39]



Obr. 2.36 Konstrukce po opravě protlačeného kužele včetně nainstalovaných dodatečných smykových trnů [39]

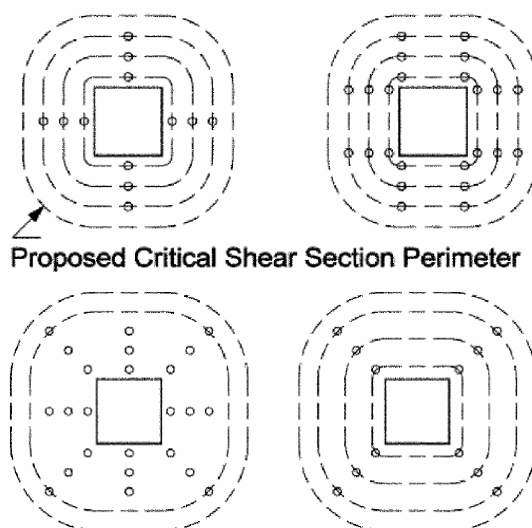
2.3.1.3 FRP smyková výztuž

Jednu z prvních aplikací zesilování konstrukce CFRP provedli Binici a Bayrak [40] a [41]. Mimo jiné v experimentech zkoumali vliv okrajových podmínek (volné podepření na dvou stranách a podepření po všech stranách) na způsob porušení, Obr. 2.37. Dle způsobu vyztužení bylo dosaženo zvýšení únosnosti v protlačení o 16 % - 52 %.



*: 1 CFRP layer corresponds to 1 mm thick 17 mm wide

Obr. 2.37 Dodatečné vyztužení CFRP tkaninou, Binici a Byrak [40]

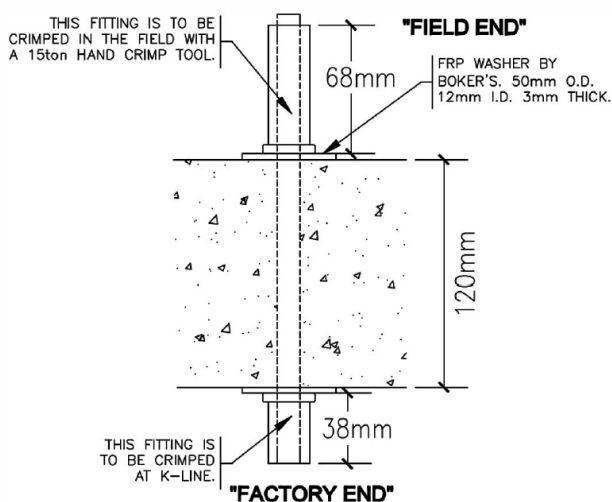


Obr. 2.38 Dodatečné vyztužení CFRP tkaninou, Sissakis a Sheikh [42]

Použití obdobné technologie se věnovali i Sissakis a Sheikh [42], avšak rozmístění výztuže bylo koncipováno odlišně oproti [40], Obr. 2.38. Při těchto experimentech bylo dosaženo nárůstu únosnosti v protlačení o 80 %.

Tým vedený prof. Polak se jako alternativou k ocelovým dodatečným smykovým trnům (kapitola 2.3.1.1) zabývají i použitím dodatečného smykového trnu z GFRP

výztuže Obr. 2.39. U této varianty v současné době není k dispozici technologie, která by umožňovala upevnění kotevního prvku blízko povrchu desky, Obr. 2.40. Vznikají tak poměrně prostorově náročné prvky zasahující až 70 mm nad horní povrch desky. Zesílení na protlačení dosahuje u této technologie 10-32 % oproti nezesílené variantě [43].



Obr. 2.39 Smykový trn ve formě GFRP výztuže kotvami na koncích [43]



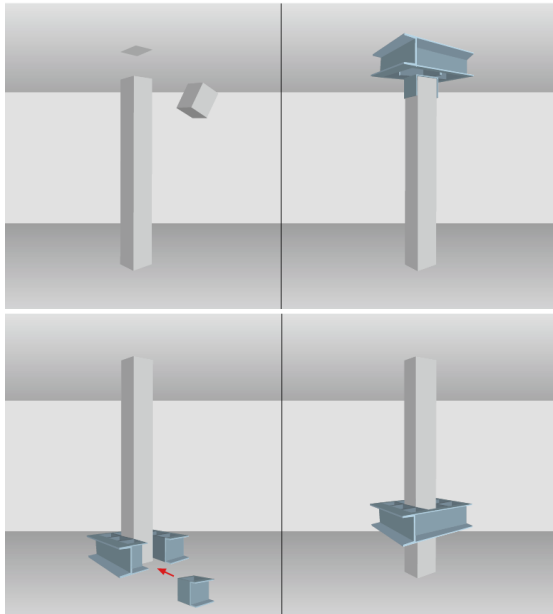
Obr. 2.40 Kotevní prvek na GFRP výztuž osazován pomocí hydraulických kleští [43]

2.3.2 Dodatečná hlavice

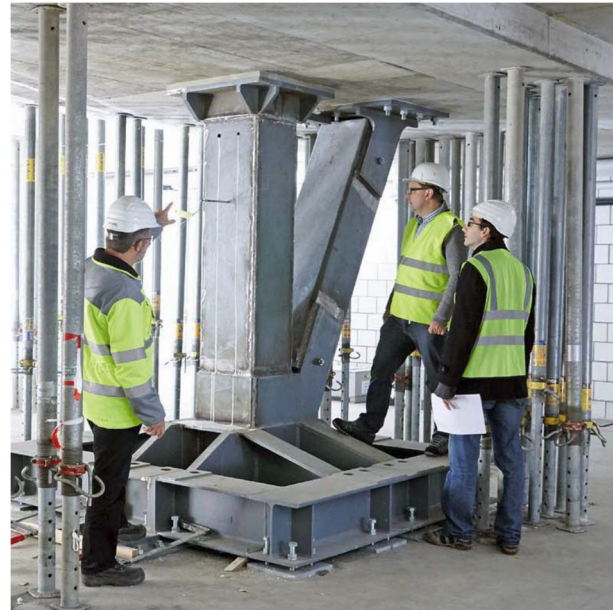
2.3.2.1 Ocelová dodatečná hlavice

Řešení pro zesilování protlačení pomocí ocelové hlavice rozepřené o strop nabízí jako svůj komerční produkt firma Aschwanden [26]. Jedná se o poměrně jednoduchou konstrukci z ocelových U profilů, které jsou rozepřené o desku pomocí hydraulických lisů. Produkt je nabízen ve dvou základních variantách, a to ve formě ocelové konstrukce, která se sestaví okolo sloupu a je vyzdvížena do polohy pod stropem. Alternativně je stávající deska silně podepřena provizorními stojkami a následně je odříznuta hlava sloupu a místo ní je nainstalována nová ocelová hlavice, Obr. 2.41. Úroveň zvýšení únosnosti je dána především volbou rozměrů dodatečné hlavice a množstvím ohybové výztuže ve stávající desce (lze ji samozřejmě posílit např. FRP lamelami). Nejčastěji dosahuje úroveň zesílení cca dvojnásobku původních hodnot [28]. Tato technologie je jako jedna z mála i použita v praxi, a to na více než 320 realizací [28].

Analogicky podobnou ocelovou hlavici používají i pro zesilování základů, která však dosahuje výrazně větších rozměrů, Obr. 2.42. U základů je často nutné přenášet několikanásobně větší zatížení než u jednotlivých stropních desek. Zesílení ocelovou hlavici tak může značně omezit okolní prostor sanovaného sloupu a tím například snížit počet parkovacích míst u podzemních garáží.



Obr. 2.41 Zesílení ocelovou hlavicí s odstraněním hlavy sloupu a ve variantě bez odstranění hlavy sloupu [26]



Obr. 2.42 Zesílení základové desky ocelovou hlavicí [28]

Použití ocelových dodatečných hlavic s ohledem na seizmické zatížení zkoumal Widianto [44]. V rámci tohoto výzkumu je porovnáváno i zesílení FRP tkaninou. Ocelová hlavice zde byla tvořena jackly 8“x8“x3/8“, které byly podepřeny na úhelnících tvaru L 8“x6“x3/4“, Obr. 2.43. Jackly byly přichyceny pouze do desky a úhelníky byly pouze staženy závitovými tyčemi mezi sebou, které vedly mimo sloup. Do konstrukce sloupu tedy nebylo zasaženo žádným vrtem. Zesílení však bylo aplikováno na vzorcích, které již byly porušeny protlačením od seizmického zatížení. Před opakovanou zkouškou únosnosti byla zalita trhlina v desce epoxidovou pryskyřicí, Obr. 2.44. Popsaným způsobem zesílení bylo dosaženo zvýšení únosnosti v protlačení o 45 % (pro $\rho_l = 0,5 \%$) a 43 % (pro $\rho_l = 1,0 \%$).



Obr. 2.43 Zesílená konstrukce ocelovou hlavicí [44]



Obr. 2.44 Zalévání smykové trhliny v porušené desce epoxidovou pryskyřicí před zesílením ocelovou hlavicí [44]

2.3.2.2 Betonová dodatečná hlavice

Princip zesílení betonovou hlavicí je obdobný jako pro ocelovou hlavici. Především se jedná o zvětšení kritického obvodu pro protlačení oproti původní podpoře a zvýšení efektivní výšky v místě hlavice. U betonových hlavic je náročnější mokrá proces na stavbě, ale výsledný vizuální efekt zesílení nemusí být rušivý jako u jiných typů sanace, Obr. 2.45 a Obr. 2.46. Odpadá i nutnost použití mechanizace při vyzdvihování těžké ocelové hlavice do projektované polohy. Jednou z nejvýznamnějších výhod betonové hlavice je však bezproblémové splnění požární odolnosti. U ocelové hlavice nebo dodatečné smykové výztuže dochází k výraznému navýšení ceny z důvodu nutnosti zajistit požární odolnost např. protipožární obkladem (Obr. 2.47), cementovou zálivkou (Obr. 2.48), zpěňujícími nátěry na ocel apod.



Obr. 2.45 Dodatečná betonová hlavice umístěná na původní sloupu
(foto archiv autora)



Obr. 2.46 Dodatečná betonová hlavice umístěná na obetonovaném sloupu
(foto archiv autora)



Obr. 2.47 Požární ochrana dodatečné smykové výztuže ve formě obkladu před finálním zaklopením spodní deskou
(foto archiv autora)



Obr. 2.48 Požární ochrana dodatečné smykové výztuže ve formě zálivky cementovou směsí na horním povrchu
(foto archiv autora)

Varianta s dodatečnou betonovou hlavicí (v anglické literatuře často označováno jako *drop-panel*) se v odborné technické literatuře prakticky nevyskytuje. Experimentální program na tuto problematiku není v současné době popsán, a to především z důvodu velké komplikovanosti případného experimentu, který by byl velmi prostorově náročný a složitý z pohledu okrajových podmínek. Dodatečná hlaviče aplikovaná na prováděných experimentálních kampaních jako je např. [11], [45]-[47] by nepostihla změnu polohy nulového momentu v desce (vlivem změny tuhosti konstrukce dodatečnou hlavicí) a pro větší vzorky by nesanovaná konstrukce nevhodně vystihovala velikost konstrukce. Další nejistotou je vyhodnocení natočení konstrukce dle MC 2010, protože je nutné rozlišit natočení v rámci hlaviče a v rámci desky. Jako další omezující faktory jsou reologické jevy probíhající v nové hlavicí, které zatěžují stávající konstrukci jako celek. U vzorku desky podporované pouze v místě sloupu je komplikované vystihnout okrajové podmínky skutečné konstrukce, které omezují přenos mezi novou hlavicí a stávající deskou díky spojitosti desky přes více polí.

Ačkoliv k dodatečným betonovým hlavicím není autorovi znám výzkumný experimentální program, tak je možné se s nimi setkat v referencích některých projekčních i zhotovitelských firem. Jsou navrhovány hlaviče půdorysných rozměrů výrazně převyšujících rozměr dotčeného sloupu (Obr. 2.50) s výztuží pouze v jedné vrstvě Obr. 2.49. Naopak jsou navrhovány i hlaviče větší konstrukční výšky, které jsou vyztuženy ve více vrstvách (Obr. 2.51). Lze se setkat i s minimalistickým řešením pouhého rozšíření sloupu v horní části (Obr. 2.52), ačkoliv tento případ nepovažuje autor za vhodný vzhledem k velmi nešetrnému zásahu do stávajícího sloupu. Pro žádný případ však nejsou publikovány údaje o efektivitě zesilování touto metodou dodatečných betonových hlavic. Zároveň není exaktně popsán postup návrhu, ani způsob provádění vzhledem ke stávající konstrukci.



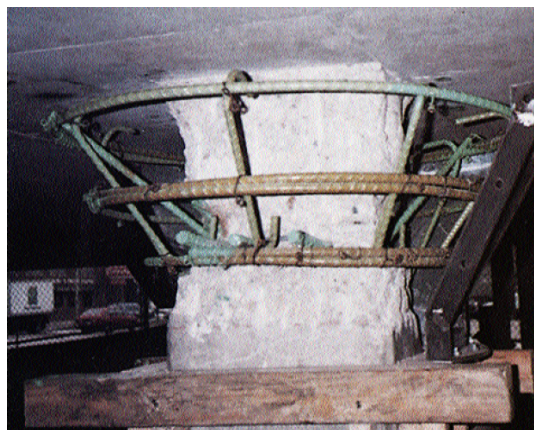
Obr. 2.49 Pohled na výztuž v jedné vrstvě
dodatečné betonové hlaviče [48]



Obr. 2.50 Pohled na vybetonovanou
konstrukci dodatečné hlaviče [48]



Obr. 2.51 Dodatečná betonová hlavice s větší tloušťkou před betonáží [49]



Obr. 2.52 Pohled na výztuž dodatečného rozšíření sloupu pod deskou [50]

U základových konstrukcí dosahují dodatečné betonové hlavice značných rozměrů v porovnání se stropními deskami, jelikož je zde přenášeno zatížení z celé horní části konstrukce. Na Obr. 2.53 je vidět případ základové patky, která je půdorysně rozšířena a zároveň i nadbetonována do úrovně původní podlahy, takže výsledné omezení okolí je relativně minimální. V případě zesilování základové desky je však nutné dodatečnou „obrácenou“ hlavici umístit nad její horní povrch. Vzniklá konstrukce dosahuje výrazných rozměrů, které mohou značně omezit využití okolního prostoru, Obr. 2.54.



Obr. 2.53 Dodatečná obetonování základové patky [49]



Obr. 2.54 Dodatečná „obrácená“ betonová hlavice na základové desce (foto archiv autora)

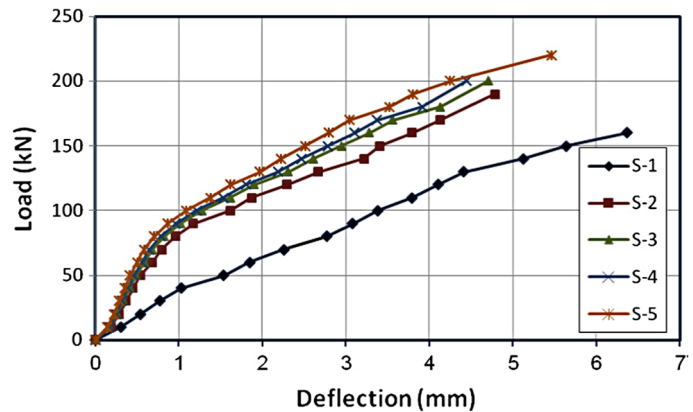
2.3.3 Ocelové plechy při horním povrchu desky

Neobvyklý způsob zesilování zvolili Elbakry a Allam [51], kteří k zesílení na účinky protlačení použili ocelovou desku umístěnou na horním povrchu desky v místě podpory. Tato ocelová deska je pomocí krátkých vlepených trnů spřažena se stávající železobetonovou deskou, Obr. 2.55. Následně je předpokládáno chování konstrukce jako kompozitního průřezu s významně posílenou horní taženou zónou a zároveň je zvýšena odolnost konstrukce vzdorováním vlepených trnů proti vytržení z betonové desky.

Navýšení únosnosti desky v protlačení dosáhlo 15-39 %, Obr. 2.56. Bylo prokázáno, že tloušťka použitého ocelového plechu znatelně neovlivňuje navýšení únosnosti, o to větší mají vliv vlepené trny – jejich velikost a rozmístění. Současně je nutné zmínit, že při výpočtu konstrukce jako kompozitní, kde dodatečný ocelový plech je přiřazen k navýšení vyztužení desky podélnou výztuží vstupujícího do výpočtů, současné standardy přeceňují účinnost tohoto zesílení.



Obr. 2.55 Ocelová deska s navařenými krátkými trny, které jsou instalované na taženou stranu desky [51]



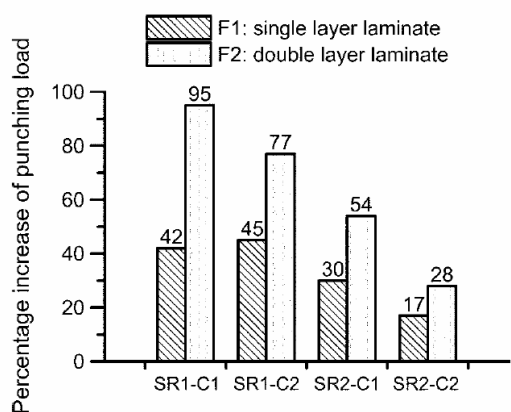
Obr. 2.56 Závislost zatížení na deformaci pro jednotlivé testované vzorky (S-1 nezesílená deska, S-2 – S-5 zesílená deska [51])

2.3.4 Posílení FRP výztuží v tažené oblasti

V posledních letech se ve stavebnictví těší velké oblibě použití FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) pro dodatečné zesilování stávajících konstrukcí. Pro aplikaci FRP v tažené oblasti nad podporou byla provedena řada výzkumů a studií [52]-[59]. Zde je využíváno synergického vlivu pro posílení tažené výztuže desky pro ohybové namáhání a zároveň zvýšení únosnosti v protlačení. Experimenty jsou především soustředěné na vyztužení ve formě CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) a GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*)

Úroveň zesílení v protlačení je velmi rozdílná v různých studiích, a to především z důvodu silné závislosti na velikosti experimentálního vzorku, pevnosti betonu, vyztužení stávající desky, druhu FRP výztuže a její instalace. Chen a Li [52] se zabývali vlivem počtu vrstev v GFRP laminátu na absolutní únosnost v protlačení, Obr. 2.57. Z výzkumu je patrné, že je tento způsob velmi efektivní pro slabě vyztužené desky ohybovou výztuží.

Abbas a kol. [53] zkoumali na malých vzorcích 600 × 600 × 90 mm zesílení pomocí CFRP s dvojitým laminátem (Obr. 2.58), kde se zaměřili i na sledování postkritického chování, kdy je vzorek již porušen protlačení. Únosnost v protlačení v jejich experimentech byla navýšena až o 18 %. Následně bylo zjištěno, že vlivem laminátu dochází k výraznému navýšení reziduální únosnosti, kde dojde k vytržení výztuže a rozdělení vzorků na dva kusy. S použitou CFRP se zvýšila hodnota reziduální únosnosti až o 276 %. Nejedná se tedy o zvýšení únosnosti v protlačení, která je násobně větší než zbytková únosnost.



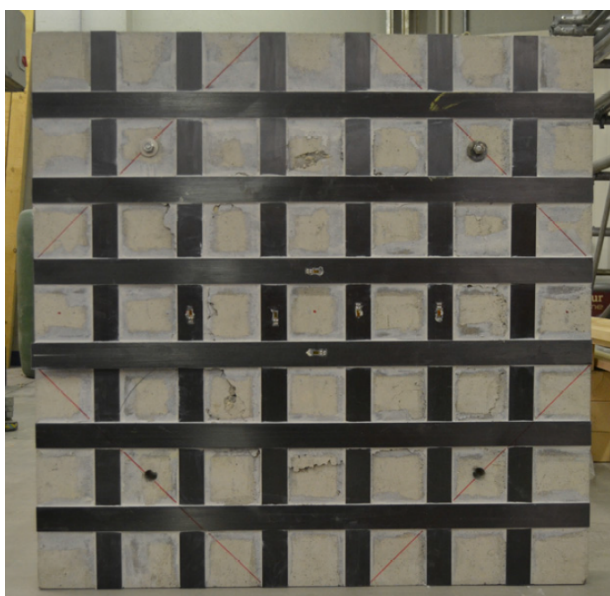
Obr. 2.57 Porovnání zvýšení únosnosti v protlačení pro jednovrstvý a dvouvrstvý laminát [52]



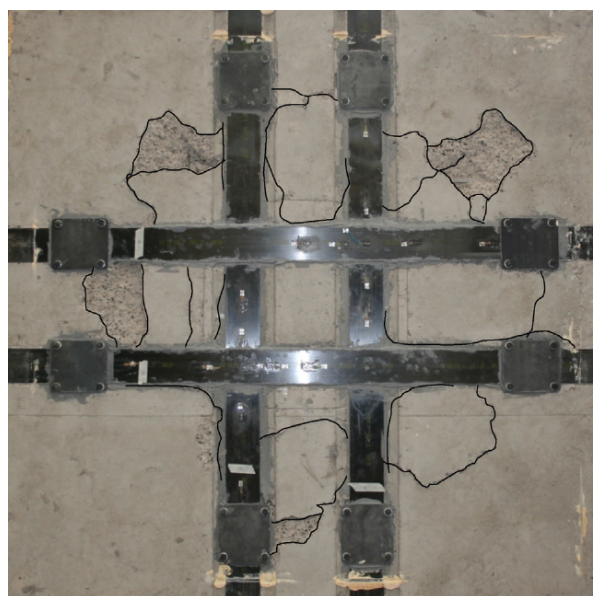
Obr. 2.58 Pohled na vzorky při aplikaci jednovrstvého laminátu [53]

U technologie NSM (*Near Surface Mounted* – výztuž instalována do vyřezaných drážek v povrchu betonu) bylo dosaženo zesílení v protlačení o 14 % [55] při použití nařezaných CFRP lamel. Hodnotu je třeba brát s určitou rezervou, jelikož byl proveden pouze jeden test a byl použit menší rozměr desky (1100 x 1100 x 100 mm) oproti obvyklým.

Byly prováděny i testy s předepnutými CFRP lamelami, které byly zakotveny na horním povrchu pomocí ocelových kotev [56], Obr. 2.60. Při experimentech bylo dosaženo nižší únosnosti v protlačení z důvodu porušení CFRP v kotevní oblasti, odkud se rozvíjely trhliny okolo kritické diagonální trhliny. V rámci této experimentální kampaně byla zkoumána i varianta bez předepnutí a zde CFRP lamely zvýšily únosnosti o 43 % [56]. Předpínání lamel a jejich kotvení na horním povrchu pro zvýšení únosnosti v protlačení se ukazuje jako nebezpečné řešení a ve výsledku může snížit únosnost konstrukce.



Obr. 2.59 Pohled na zesílený horní povrch pomocí FRP [55]

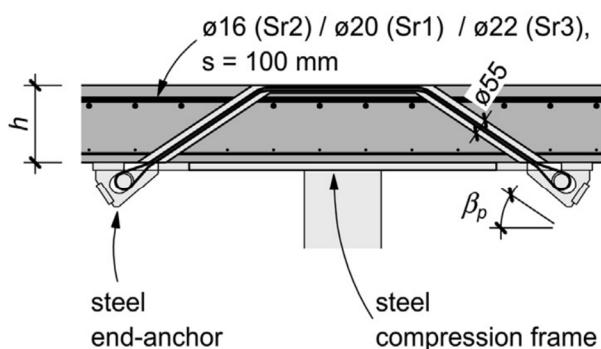


Obr. 2.60 Pohled na horní povrch desky se zakotvenou předepnutou FRP lamelami [56]

Řada testů byla zaměřena i na analýzu vlivu otvorů s ohledem na zesílení v protlačení [57] nebo s vlivem excentrického zatížení [58]. Podrobnou analýzu zaměřující se na způsob modelování pomocí konečných prvků se zohledněním různých vlastností jednotlivých vrstev je popsáno v [60].

2.3.5 Předepnutá CFRP výztuž kotvená na tlačeném povrchu

Jedná se o další fázi výzkumu zesilování pomocí CFRP, kterou provedli Koppitz a kol. [61]. Zde je dodatečná výztuž CFRP trasována ze spodního povrchu desky směrem k hornímu povrchu nad sloupem a následně se vrací na dolní povrch desky. Výhodou tohoto řešení je, že horizontální složka z CFRP v místě kotvení není přenášena smykovými silami v betonu, ale přímo ocelovým kotevním přípravkem, Obr. 2.61 a Obr. 2.62. Do tlačené oblasti betonu na spodním líci tak nejsou vnášeny další složky zatížení. Aktivací výztuže se dosahuje výhodného snížení natočení desky od reziduálního zatížení. Zvýšení únosnosti v protlačení bylo dosaženo v průměru o 83 % pro desky tloušťky 260 mm a o 67 % pro desku tloušťky 325 mm. Značnou nevýhodou je pracnost při provádění a využití speciální technologie napínání CFRP společně s použitím atypických kotevních přípravků pro ni.



Obr. 2.61 Konstrukce zesílená předepnutou CFRP lamelou kotvenou na spodním povrchu desky a vložený ocelový přípravek [61]

Obr. 2.62 Pohled na spodní povrch desky s kotevními prvky pro CFRP [61]

2.3.6 Porovnání účinnosti zesílení

Výše zmíněné způsoby zesilování konstrukcí jsou porovnány v Tab. 2.1 z hlediska zvýšení únosnosti v protlačení oproti nezesilované konstrukci. Prakticky výlučně jsou porovnány pouze způsoby zesílení na stropních deskách. Pro zesilování základových konstrukcí na protlačení v tomto ohledu není autorovi znám žádný experimentální program.

Uváděné hodnoty procentuálního zvýšení únosnosti je nutné interpretovat v kontextu mezi sebou především z pohledu velikosti zkoušených vzorků a také průběhu zesilování, kdy je u některých experimentů konstrukce zatížena a až následně je aplikováno zesílení.

Tab. 2.1 Porovnání účinnosti různých opatření pro zvýšení únosnosti v protlačení

Způsob zesílení	Maximální zvýšení únosnosti v protlačení
Dodatečná ocelová smyková výztuž nepředepnutá [29]	54 %
Dodatečná ocelová smyková výztuž HILTI HZA-P [27]	73 %
Dodatečná ocelová smyková výztuž předepnutá [37]	65 %
Dodatečná ocelová smyková výztuž (šrouby do betonu) [35]	65 %
Dodatečná GFRP smyková výztuž [43]	32 %
Dodatečná FRP tkanina jako smyková výztuž [42]	80 %
Ocelové plechy při horním povrchu [51]	39 %
GFRP výztuž v tažené oblasti kotvená na horním povrchu nepředepnutá [52]	95 %*
CFRP výztuž v tažené oblasti kotvená na horním povrchu nepředepnutá [53]	18 % (276 %**)
CFRP výztuž v tažené oblasti kotvená na horním povrchu nepředepnutá – technologie NSM [55]	14 %
CFRP lamely v tažené oblasti kotvené na horním povrchu nepředepnuté [56]	43 %
CFRP lamely v tažené oblasti kotvené na horním povrchu předepnuté [56]	-22 %
CFRP výztuž v tažené oblasti kotvená na spodním povrchu předepnutá [61]	83 %
Ocelová dodatečná hlavice – Aschwanden Rino Exo [28]	90 %
Ocelová dodatečná hlavice [44]	45 %
Betonová dodatečná hlavice	***

* výsledky získané na malých vzorcích s nízkým stupněm vyztužení

** zesílení residuální únosnosti v postkritickém působení

*** nejsou v současné době publikovány žádné výsledky ze zesilování dodatečnou betonovou hlavicí

3 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Zesilování na protlačení stropních desek je oblast, které se v poslední době věnuje řada výzkumných skupin. Velmi intenzivní výzkum je prováděn především se zaměřením na zesilování pomocí FRP. Oblast, která je však zcela nepopsána v odborné literatuře, je zesilování pomocí dodatečných betonových hlavic. Základové konstrukce jsou další oblastí, která momentálně stojí stranou od hlavního proudu výzkumu protlačení, jelikož případné experimenty jsou velmi náročné na provedení vzhledem k výrazně větším rozměrům než u klasických stropních desek.

Bohužel pouze málo z nových technologií zesilování bylo aplikováno na reálné konstrukce, a proto je hlavním cílem porovnání aplikace zesilované technologie na reálných konstrukcích s předpoklady vycházejícími z podrobných nelineárních modelů.

Hlavní cíle je možné shrnout tří oblastí:

1. Zesílení na protlačení dodatečnou betonovou hlavicí
 - Vytvořit pokročilé nelineární modely FEM pro zesilování konstrukcí dodatečnou betonovou hlavicí včetně zohlednění reologických jevů v přibetonované konstrukci.
 - Porovnání numerických modelů s hodnotami únosností stanovenými podle různých normových přístupů.
 - Porovnání vytvořených modelů dodatečných betonových hlavic s měřeními na reálné konstrukci in situ v provozních stavech.
 - Stanovit obecná doporučení pro návrh sanace dodatečnou betonovou hlavicí včetně poznatků z provádění tohoto typu konstrukce.
2. Zesílení na protlačení základové desky dodatečnou smykovou výztuží
 - Vývoj technologie zesilování pro základové konstrukce přístupné z jedné strany.
 - Porovnání předpokladů zesilování základové desky s měřeními reálných konstrukcí in situ.
 - Stanovit obecná doporučení pro návrh sanace dodatečnou smykovou výztuží včetně poznatků z provádění sanace pod hladinou podzemní vody.
3. Uvést další autorem získané relevantní poznámky k výpočtům protlačení, které nejsou v praxi běžně zohledňovány.
 - Přepočty únosnosti konstrukce se smykovou výztuží z pohledu norem.
 - Stanovení síly na protlačení vlivem globálního působení konstrukce.

4 METODY DOSAŽENÍ CÍLŮ

Pro dosažení cílů disertační práce jsou navrženy následující základní metody:

1. Výpočetní metody

- Automatizovaný výpočet únosností konstrukcí pro různé normové přístupy.
- Numerické nelineární modely zohledňující geometrickou a materiálovou nelinearitu.
- Numerické nelineární modely pro zohlednění časového vývoje reologických jevů mezi novou a původní konstrukcí betonu.

2. Experimentální metody

- Měření napjatosti, resp. poměrného přetvoření, a deformací na skutečných konstrukcích sanovaných na protlačení.
- Experimentální ověření navrhovaných postupů na reálné konstrukci.

5 ZESÍLENÍ DODATEČNOU BETONOVOU KONSTRUKCÍ

5.1 Analytická studie

V první fázi byl hledán a následně verifikován vhodný způsob modelování konstrukcí na protlačení. Fenomén protlačení je velmi obtížně vystižitelný řešením lineární úlohy. Jednoznačnou volbou bylo tedy nelineární řešení pomocí metody konečných prvků, a to nejlépe se zapojením lomové mechaniky pro zohlednění rozvoje trhlin v konstrukci.

5.1.1 Popis použitého softwaru

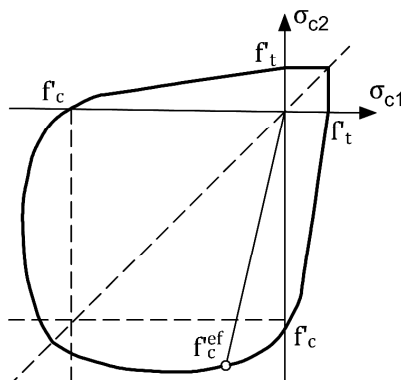
Pro modelování pomocí konečných prvků, v anglické literatuře *Finite Element Method* (FEM), byl použit software ATENA 3D 5.0 [62], který umožňuje zohlednit geometrickou i materiálovou nelinearitu a pracuje s principem lomové mechaniky. Modelování ve 3D včetně definice diskrétní výztuže bylo zvoleno pro podrobnější zachycení chování tažené výztuže desky během zatěžování včetně uvážení postupného rozvoje trhlin. Bylo zvažováno i použití alternativního způsobu modelování pomocí osově symetrických úloh a jejich převodu do 2D modelů, které je podrobněji uvedeno např. v [46]. Pro větší názornost a pochopení problematiky bylo zachováno řešení ve 3D.

5.1.1.1 Materiálové modely

Pro výztuž byl zvolen materiálový model označovaný v použitém softwaru jako *CCReinforcement* s pracovním diagramem s multilineárním průběhem, čímž bylo možné uvažovat i s chováním výztuže po dosažení meze kluzu až do její meze únosnosti.

Materiálový model pro beton *CC3DNonLinCementious* odpovídá křehceplastickému chování, které kombinuje konstitutivní model pro tah (křehké porušení) a pro tlak (plastické porušení).

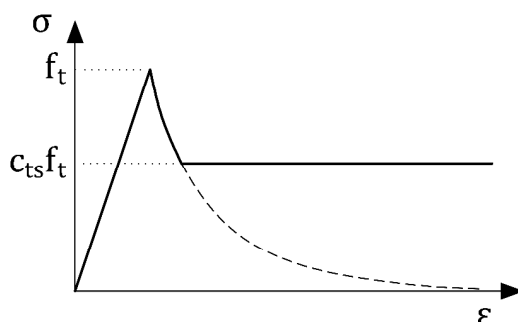
V softwaru ATENA je aplikována křivka porušení vycházející ve 2D z Kupferovy křivky porušení pro dvojosé namáhání, Obr. 5.1. Materiálový model ve 3D vychází z Rankinova kritéria porušení betonu a plastického chování betonu. Podrobně jsou tyto komplexní vztahy rozebrány v [62]. Dále jsou zmíněny pouze nejdůležitější vstupní parametry, jež značně ovlivňují řešení úloh prezentovaných v této práci.



Obr. 5.1 Graf dvojosé funkce porušení pro beton vycházejí z Kupferovy křivky

Tension stiffening – spolupůsobení potřhaného betonu v tahu

Pro velmi vyztužené prvky, ve kterých se nemohou plně rozvinout trhliny, dochází po porušení trhlinami k menšímu snížení tuhosti než u prvků slaběji vyztužených. Samotný beton se tak podílí na tahové tuhosti. Pomocí součinitele c_{ts} je omezeno napětí na sestupné větvi diagramu, Obr. 5.2.



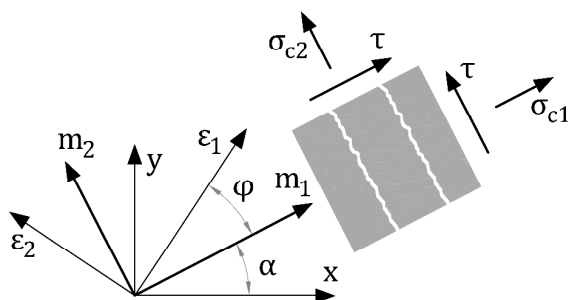
Obr. 5.2 Zohlednění spolupůsobení potřhaného betonu pomocí součinitel c_{ts}

Vzdálenost trhlin

Pokud jsou použity pro modelování konečné prvky, přes které prochází více diskretních výztuží, je nutné zohlednit průměrnou vzdálenost trhlin. Tato hodnota je zjišťována na základě experimentů, ale lze zjednodušeně použít i vzdálenost jednotlivých prutů. V Ateně je tato hodnota označována jako s_{max} a je uvažována jako rozteč prutů v dílčím modelu.

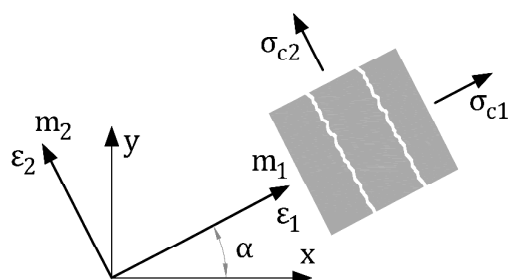
Součinitel zafixované trhliny

Tento součinitel určuje, zdali po vytvoření trhliny dojde k zafixování jejího směru. Pro fixovanou trhlinu je dán její směr hlavním napětím v tahu v okamžiku překročení únosnosti. Pro další zatěžování směr trhliny určuje osu ortotropie. V obecném případě směry hlavního přetvoření jsou pootočený od os ortotropie (Obr. 5.3). Z tohoto jevu vzniká smykové napětí v trhlíně a tímto je prokázáno, že σ_{c1} a σ_{c2} nemohou být hlavní napětí.



Obr. 5.3 Model s fixovanou trhlinou. Vztah napětí a přetvoření

U modelu s natáčející se trhlinou je vyloučeno smykové napětí v trhlíně, a proto σ_{c1} a σ_{c2} jsou hlavní napětí. V případě, že se mění směr hlavního přetvoření v důsledku změny zatížení, trhliny se pootáčejí (Obr. 5.4).

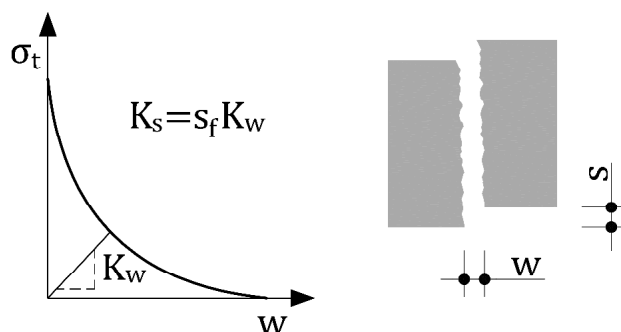


Obr. 5.4 Model s natočenou trhlinou. Vztah napětí a přetvoření

Pro všechny dále prezentované modely je použit model fixované trhliny.

Součinitel smykové tuhosti trhliny

Tento součinitel určuje vztah mezi tuhostí pro normálovou trhlinu a pro smykovou trhlinu, Obr. 5.5. Jak bylo později zjištěno v rámci modelování konstrukce, tak tento vztah velmi ovlivňuje výslednou deformaci konstrukce.



Obr. 5.5 Princip součinitele smykové trhliny

Pro všechny modely bylo uvažováno s hodnotou $s_f = 30$.

Průměrná velikost kameniva

Smykovou únosnost velmi ovlivňuje velikost kameniva. Tento jev popsal Collins a Vecchio již v roce 1986 [63], na základě této publikace vzešla teorie *Modified Compression Field Theory* (MCF), na kterou je navázáno i v současném Model Codu 2010 [12]. Software Atena umožňuje zohlednit maximální velikost kameniva a této funkcionality bylo také využito. A to i z důvodu, že proběhlé experimenty jsou zpravidla realizované z různých betonových směsí s různou maximální frakcí kameniva [45]. Smyková únosnost na betonu s trhlinami vstupuje do výpočtu pomocí vzorce [62]:

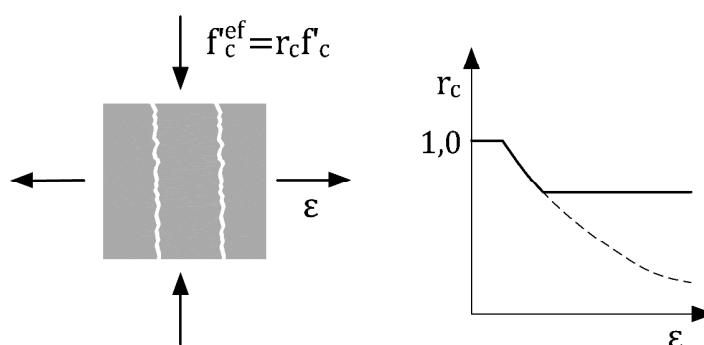
$$\sigma_{ij} \leq \frac{0,18 \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24w}{a_g + 16}}, \quad i \neq j \quad (5.1)$$

kde f'_c značí pevnost betonu v tlaku, w šířku smykové trhliny, a_g maximální frakci kameniva.

V programu je také možné nezohledňovat, resp. zanedbat velikosti kameniva na smykovou únosnost (napětí ve smykové trhlině je omezeno pouze tahovou pevností materiálu).

Redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin

Bylo prokázáno, že při porušení betonu trhlinami rovnoběžnými se směrem zatížení dochází k redukci pevnosti betonu, které byly formulovány v již zmíněné *Modified Compression Field Theory* [63]. Analogie tohoto přístupu je použita v Ateně, Obr. 5.6.

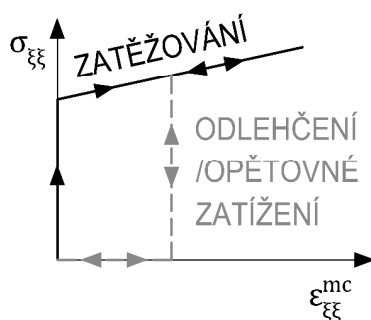


Obr. 5.6 Redukce tlakové pevnosti porušeného betonu

Pro všechny modely bylo uvažováno s hodnotou $r_c = 0,8$, jak je doporučeno v [62].

Chování trhlin při jejich opětovném zavření

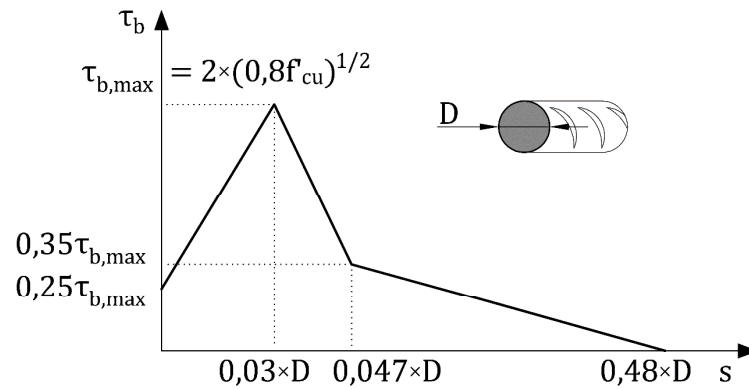
Pro následující modely je velmi důležité, jakým způsobem je v programu řešeno zatěžování a odlehčování v postupných krocích s ohledem na vzniklé trhliny. Software plně zohledňuje vytvořené trhliny a nemožnost přenášení normálových tahových sil kolmých na trhlinu v případě zavření trhliny, Obr. 5.7.



Obr. 5.7 Vztah napětí na přetvoření trhlin v rovině kolmé na trhlinu (adaptováno z [62])

Soudržnost výztuže a betonu

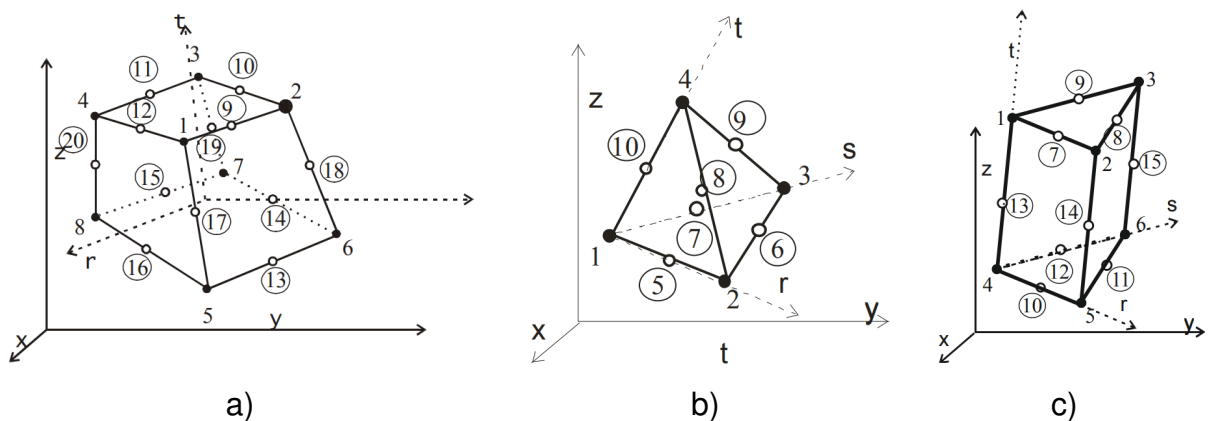
Vystižení soudržnosti mezi výztuží a betonem je zohledněno pomocí modelu soudržnosti od Bigajové [64]. Závislost pevnosti v soudržnosti τ_b na pokluzu s je aproximována funkcí po částech lineární. Na Obr. 5.8 je naznačen průběh funkce pro dobré podmínky soudržnosti a pro betony s nižší válcovou pevností v tlaku než 60 MPa. D označuje průměr výztuže a f'_{cu} krychelnou pevnost betonu v tlaku.



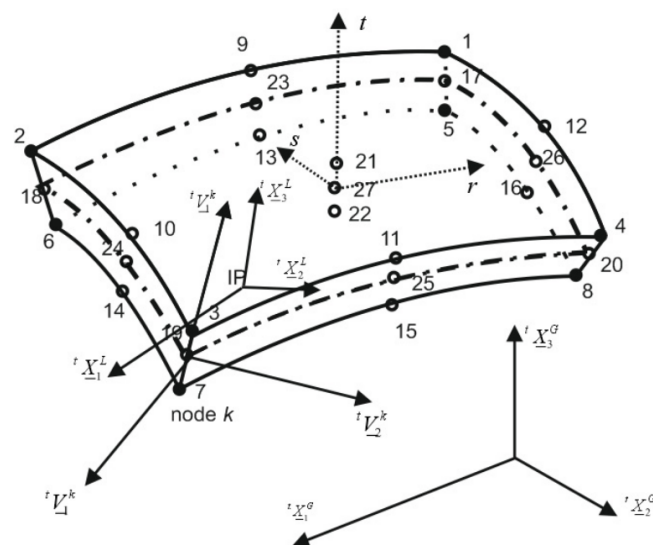
Obr. 5.8 Použitá funkce pro vztah soudržnost (τ_b) – pokluz výztuže (s) pro dobré podmínky soudržnosti

5.1.1.2 Konečné prvky

Pro modelování ve 3D jsou použity především prvky typu *brick*, lokálně *tetraedry* a prvky typu *wedge* (Obr. 5.9). V případě modelování komplexních konstrukcí jsou pro menší výpočtovou náročnost použity prvky *shell*, Obr. 5.10.

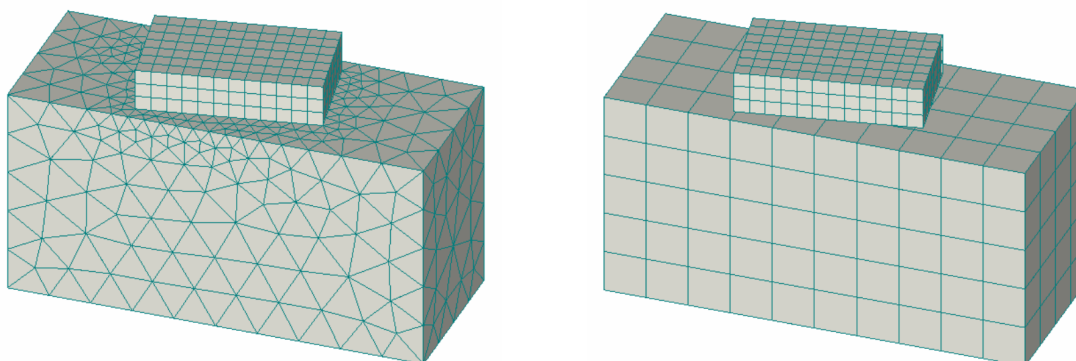


Obr. 5.9 Konečný prvek typu a – *brick*, b – *tetraedr*, c – *wedge* [62]



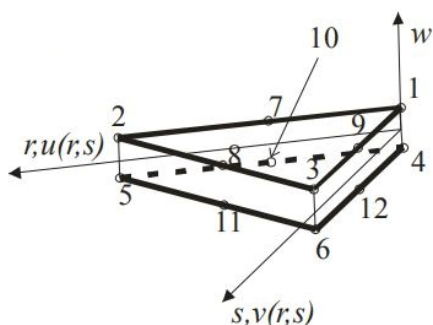
Obr. 5.10 Izoparametrický konečný prvek typu *shell* [62]

Nespornou výhodou použitého softwaru je způsob implementace obecné formy Dirichletových okrajových podmínek, které umožňují definici okrajové podmínky jakéhokoliv stupně volnosti lineární závislosti na jiném stupni volnosti. Výhodou tohoto řešení je způsob modelování kontaktů mezi makroprvky, kde mohou být sítě jednotlivých makroprvků vytvořeny nezávisle v jednodušší formě a až následně jsou definovány vazby mezi uzly na rozhraní prvků, Obr. 5.11.

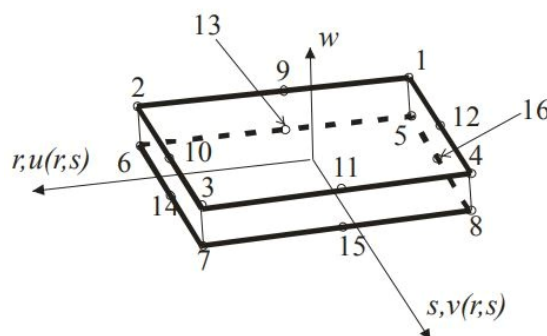


Obr. 5.11 Porovnání sítě konečných prvků při kompatibilní síti na rozhraní (vlevo) a bez kompatibilní sítě (vpravo) [62]

Pro modelování kontaktních elementů ve 3D byly použity prvky *CCIsoGap* (Obr. 5.12 a Obr. 5.13), které zajišťují kompatibilitu i pro řešení s geometrickou nelinearitou.



Obr. 5.12 Konečný prvek pro modelování kontaktu typu *CCIsoGap* s 12 uzly [62]



Obr. 5.13 Konečný prvek pro modelování kontaktu typu *CCIsoGap* s 16 uzly [62]

5.1.1.3 Výpočtový řešič

Je řešena úloha mechaniky kontinua pomocí metody konečných prvků. Tyto matematické metody pouze řeší úlohu pomocí diskretizace z hlediska vyhodnocení zadaných vztahů mezi jednotlivými veličinami. Vlastní řešení materiálové nelinearity je řešeno pomocí konstitutivních vztahů, které obecně zohledňují nelineární závislost mezi napětím a přetvořením. V obecném zápisu je v případě materiálové nelinearity řešena nelineární rovnice

$$\mathbf{K}(\mathbf{d}) \cdot \mathbf{d} = \mathbf{f}(\mathbf{d}), \quad (5.2)$$

kde je $\mathbf{K}(\mathbf{d})$ matice tuhosti konstrukce, která je funkcí deformace konstrukce,
 \mathbf{d} uzlové deformace konstrukce,
 \mathbf{f} zatěžovací vektor.

Nelineární vztahy jsou řešeny pomocí metod numerické matematiky, které je možné dělit například na:

- iterační metody (prostá iterace, Newton-Raphsonova metoda),
- přírůstkové metody (Eulerova metoda),
- kombinované metody (často přírůstková metoda s Newton-Raphsonovou metodou),
- metoda délky oblouku (Arc-Length).

V programu Atena jsou implementované metody Arc-Length a Newton-Raphsonova metoda. Pro modely v této práci zatěžované do mezního porušení je použita metoda Arc-Length, kterou je možné získat odezvu chování za vrcholem své únosnosti. Pro aplikaci vlastní tíhy nebo konkrétní hodnoty zatížení byla využita Newton-Raphsonova metoda. Obě použité metody pracovaly s optimalizačním algoritmem pro hledání spádového směru (*line search*). Metody vykazovaly v modelech velmi stabilní průběh výpočtu. Řešič lineárních úloh byl použit PARDISO [62], který významně zredukoval výpočtový čas oproti standardnímu LU řešiči.

U iteračních metod jsou stanoveny limitní konvergenční kritéria pro relativní chybu v deformacích, reziduálních silách a energii na 1 %. Ojediněle jsou použity i iterace, při kterých dosahují relativní chyby 2 %. Nikdy se však nejedná o po sobě jdoucí kroky.

Pro nelineární úlohy je dále používána zkratka *NLFEM* (*Nonlinear Finite Element Method*).

5.1.2 NLFEM modely zkoušek železobetonových desek na protlačení

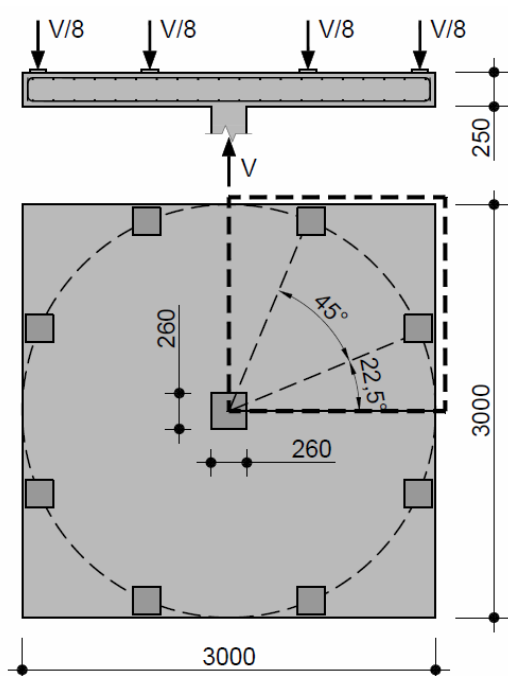
Každý model by měl být validován na skutečných experimentech pro ověření vhodnosti a výstižnosti použitého modelu. Pro účely této práce byl zvolen opačný přístup, ve kterém se vycházelo z proběhlých zkoušek protlačení desek bez smykové výztuže na EPFL, Laussane, Švýcarsko [27], [45]. Na těchto experimentech byl ověřen vhodný způsob modelování a následně byl tento přístup použit na zesilování desek pomocí dodatečných železobetonových konstrukcí.

Model reprezentoval jeden kvadrant zkoušeného vzorku, Obr. 5.14. Okrajové podmínky byly voleny s ohledem na symetrii konstrukce, aby bylo zajištěno vystižení její spojitosti v navazujících kvadrantech. Ve svislém směru byl model podepřen na horním povrchu a zatížení bylo vnášeno skrze sloup na spodním povrchu, Obr. 5.15. Zatížení tak bylo vnášeno v souladu s experimenty, kde byl hydraulický lis uprostřed desky, která byla ukotvena přes ocelové tyče do podlahy laboratoře.

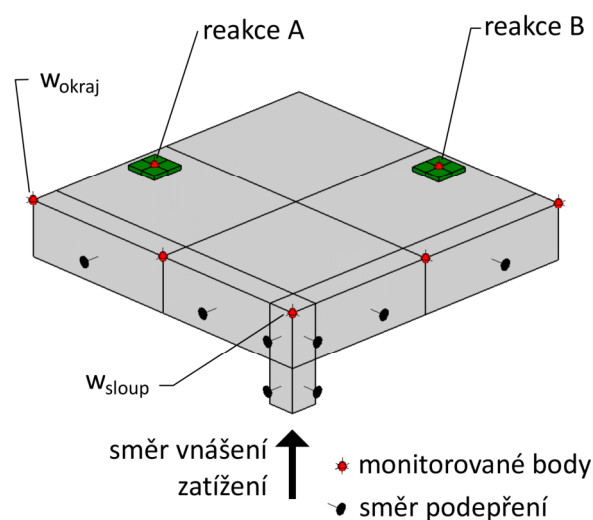
Pro betonovou desku byly použity konečné prvky typu *brick* (Obr. 5.16). Celkový počet elementů po výšce desky byl vždy 5. Menší počet elementů neposkytoval dostatečnou přesnost výsledků a pro větší počet elementů neúměrně rostl výpočtový čas modelu, přičemž již nedocházelo k rozdílným výsledkům oproti modelu s 5 prvky po

výšce. Byly také zkoušeny modely s kombinací konečných prvků typu *brick* a *shell*, ale projevila se u nich vysoká citlivost na vstupní údaje zohledňující *tension stiffening*, především u prvků s nízkou mírou vyztužení (tento jev je popisován např. v [45]). Výsledky v tomto textu jsou proto prezentovány pouze na modelech s *brick* elementy.

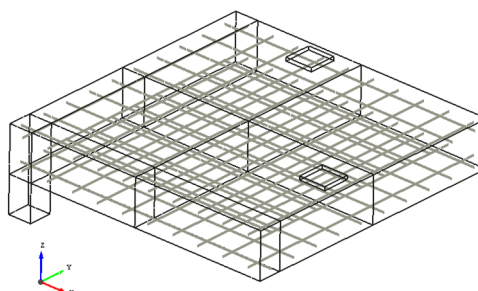
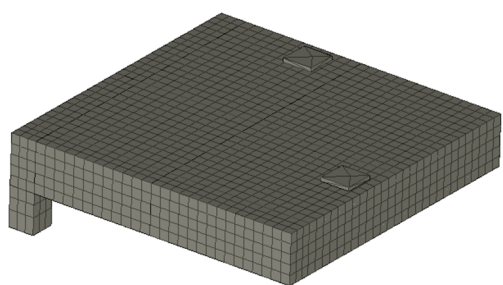
Betonářská výztuž byla modelována v souladu s experimenty, a to diskrétní formou viz Obr. 5.16. Ocelové roznášecí desky na horním povrchu desky byly simulovány 2 makroprvky, pro které byl určen materiál jako 3D elastický isotropní. Tento materiál dostatečně vystihoval chování oceli během experimentu. Při spodním povrchu měla být simulována ¼ sloupu tvořící podporu, přes níž se deska protlačí. V první fázi byl tento makroprvek modelován zjednodušeně jako 3D elastický isotropní. Během analýzy se však ukázalo, že jeho pevné spojení s betonovou deskou způsobuje významná tahová napětí v desce a její nereálné porušení. Zároveň s ohledem na verifikované experimenty [27] a [45], kde byly zkušební vzorky vybetonované včetně krátkého sloupu, byl nakonec sloup modelován z betonu se stejnými parametry jako vlastní deska.



Obr. 5.14 Geometrie provedených experimentů s vyznačenou vytknutou částí pro nelineární modely



Obr. 5.15 Schéma modelu pro nelineární analýzu protlačení



Obr. 5.16 Pohled na model v Atena 3D se sítí prvků (vlevo) a s definovanou diskrétní výztuží (vpravo)

Postupně byly sestaveny všechny experimenty z [45] a nezesilovaný vzorek PV-1 z [27], celkem se jednalo o 12 různých vzorků lišících se vzájemně množstvím ohybové výztuže i velikostí zkoušených vzorků. Sedm vzorků bylo pro rozměr 3,0×3,0×0,25 m, čtyři zkoušky byly provedeny na rozměrech 1,5×1,5×0,125 m a jeden na desce 6,0×6,0×0,5 m. Každý ze vzorků má také mírně odlišnou pevnost betonu, která byla stanovena na základě laboratorních zkoušek. Z těchto podkladů jsou čerpány také základní materiálové hodnoty vstupních dat do výpočtů a jsou uvedeny v Tab. 5.1 (kde E označuje modul pružnosti betonu, f_y mez kluzu výztuže a f_u mez pevnosti výztuže).

V následujícím textu budou dále rozebírány pouze tři reprezentativní vzorky, které se odlišují stupněm vyztužení podélnou výztuží desky. Záměrně jsou vybrány experimenty s výrazně odlišným stupněm vyztužení, ale zároveň s hodnotami vyskytujícími se v reálné praxi. Jedná se o vzorky PG-1 ($\rho_l = 1,5\%$), PG-2b ($\rho_l = 0,25\%$) a PG-11 ($\rho_l = 0,75\%$). Všechny tři zmíněné vzorky mají stejný půdorysný rozměr 3,0×3,0 m i totožnou tloušťku desky 0,25 m, jejich porovnání by tak mělo mít velmi dobrou vypovídající hodnotu. Oproti ostatním experimentům s odlišnými rozměry se jedná o dimenze analogické s velkým množstvím skutečných konstrukcí lokálně podepřených betonových stropních desek.

Důležitým vstupním údajem pro materiálově nelineární analýzu je hodnota lomové energie, která byla stanovena podle přístupu v Model Code 1990 [65] z pevnosti betonu na základě Tab. 5.1.

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7}, \quad (5.3)$$

kde se dosazuje za f_c pevnost betonu v tlaku v MPa a G_{f0} je určeno dle maximální velikosti kameniva (8 mm $G_{f0} = 25 \text{ J/m}^2$, 16 mm $G_{f0} = 30 \text{ J/m}^2$, 32 mm $G_{f0} = 58 \text{ J/m}^2$).

Tab. 5.1 Použitá vstupní data pro jednotlivé NLFEM modely

Vzorek	Rozměry	d	\emptyset	rozteč	ρ_l	d_g	f_c	f_{ct}	E	f_y	f_u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[MPa]	[MPa]
PG-1	3000/3000/250	210	20	100	1,50	16	27,6	2,0	25,7	573	656
PG-2b	3000/3000/250	210	10	150	0,25	16	40,5	3,0	34,7	552	612
PG-11	3000/3000/250	210	16/18	145	0,75	16	31,5	2,5	31,0	570	586
PV-1	3000/3000/250	210	20	100	0,75	16	34,0	2,8	34,0	709	-

U žádného z NLFEM modelů nedošlo k porušení vlivem dosažení mezní únosnosti výztuže. Pouze u prvku PG-2b byla výztuž namáhána nad svoji mez kluzu. Výsledky z analýzy jsou zpracovány do Tab. 5.2. Z modelů byla odečtena deformace z monitorů uvedených na Obr. 5.15, ze kterých se již přímo vypočetlo pootočení desky ψ_{NLFEM} v závislosti na jejich vzdálenosti od sloupu. Zjištěné pootočení z modelů bylo porovnáno s pootočením desky naměřené při experimentech ψ_{TEST} a s teoreticky stanoveným ψ_{CSCT} dle CSCT. Součet reakcí z modelu při porušení dává hodnotu únosnosti v protlačení V_{NLFEM} , která je také porovnána s experimentálně zjištěnou V_{TEST} a teoretickou V_{CSCT} .

podle výpočtu CSCT. Do tabulky je doplněna maximální hodnota napětí v podélné výztuži desky při horním povrchu $\sigma_{s, TOP}$ zjištěná na NLFEM modelu.

Tab. 5.2 Porovnání únosnosti v protlačení a pootočení desky z NLFEM s experimenty

Vzorek	V_{TEST}	ψ_{TEST}	V_{NLFEM}	ψ_{NLFEM}	V_{NLFEM}/V_{TEST}	ψ_{NLFEM}/ψ_{TEST}	$\sigma_{s, TOP}$	V_{CSCT}	ψ_{CSCT}
	[kN]	[mrad]	[kN]	[mrad]	[-]	[-]	[MPa]	[kN]	[mrad]
PG-1	1023	8,9	873	7,5	0,85	0,85	366	841	6,8
PG-2b	440	30,1	448	33,7	1,02	1,12	579	420	31,0
PG-11	763	10,0	786	11,3	1,03	1,13	570	682	12,2
PV-1	974	7,6	970	7,5	0,99	0,98	361	904	7,6

Mezi porovnávanými experimenty jsou dvě desky se stejným typem vyztužení PG-1 [45] a PV-1 [27]. Jediný rozdíl mezi nimi je v materiálových charakteristikách betonu a výztuže. U prvku PG-1, který měl o 6,3 MPa nižší pevnost betonu v tlaku oproti PV-1, došlo k porušení při vyšší úrovni zatížení než u PV-1. Odchylna oproti předpokládané únosnosti v [45] a výsledkům z NLFEM byla v porovnání s ostatními relativně vysoká, avšak dobře korespondovala s CSCT. Proto bylo do porovnání zahrnuto i PV-1, u kterého došlo k lepšímu přiblížení předpokládaných hodnot únosnosti.

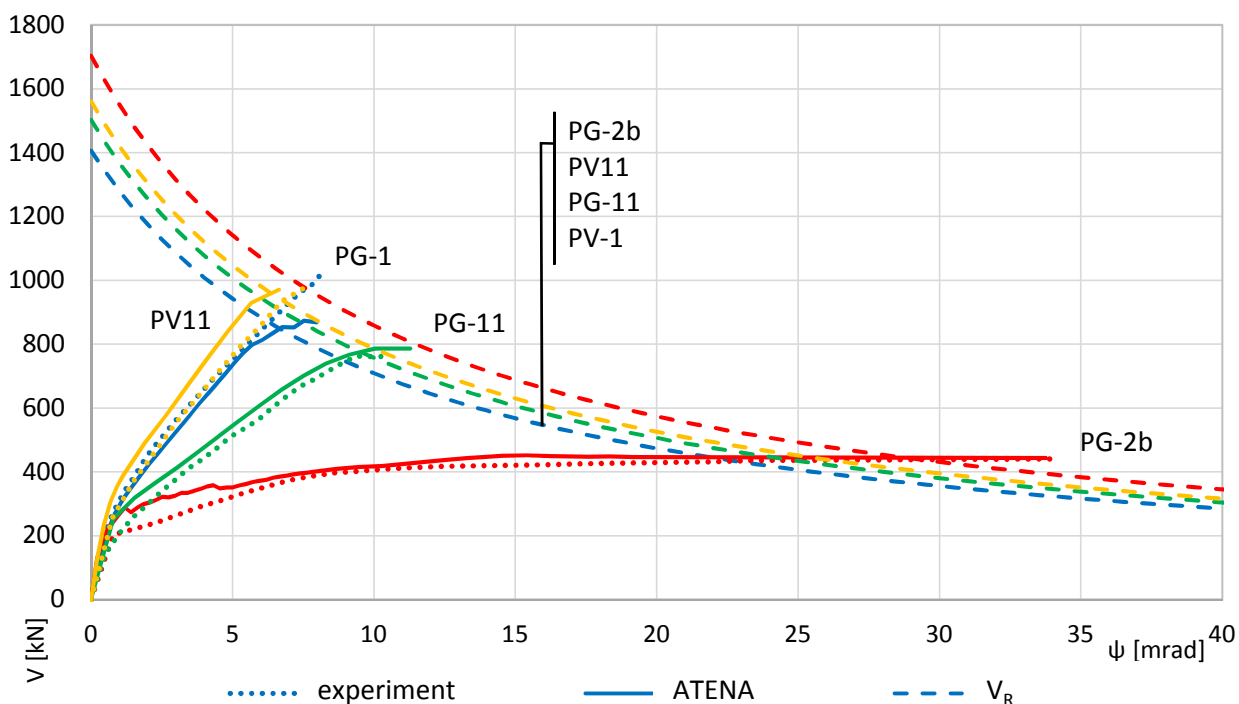
Porovnání konečných hodnot pootočení desky a absolutní únosnosti získaných experimentálně a z NLFEM modelů vyznívá pozitivně, jelikož hodnoty mezi sebou dobře korespondují, a to s rozdílem do cca 10 %. Důležitějším poznatkem je však průběh závislosti pootočení desky na vnášené síle během zatěžování. Data získané z NLFEM modelů jsou porovnány se záznamem ze zkoušek na vzorcích v Obr. 5.17. Pro všechny zkoumané vzorky, s různým stupněm vyztužení ohybovou výztuží, je trasa křivek vzájemně velmi přiblížená. Na základě těchto výsledků je možné považovat popsáný způsob modelování protlačení za vhodný, jelikož dobře vystihuje reálné experimentální zkoušky.

Na Obr. 5.17 je doplněna i křivka reprezentující únosnost podle mechanického modelu CSCT definována pomocí vzorce

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}}, \quad (5.4)$$

ve kterém jednotlivé symboly odpovídají notaci dle MC 2010 (viz kapitola 2.2.2). Vzorec (5.4) popisující základní chování mechanického modelu *Critical Shear Crack Theory* (CSCT) [11] je oprostěn od bezpečnosti, která je naopak implementována ve vzorci (2.7) podle MC 2010. Je tak možné přímo pracovat s daty z NLFEM modelů, kde jsou za vstupy použity naměřené materiálové charakteristiky.

Křivky popisující průběh zatěžování jsou ukončeny při porušení modelů a měly by být teoreticky ukončeny v oblasti vytknuté obalovými křivkami únosnosti, a to graf na Obr. 5.17 potvrzuje.



Obr. 5.17 Porovnání křivek zatížení – pootočení jednotlivých experimentů s NLFEM modely a křivky únosnosti dle CSCT

Dále jsou výsledky z NLFEM modelů porovnávány s hodnotami vypočtenými dle norem představených v kapitole 2.2, se kterými je také pracováno v nadcházejících kapitolách pro porovnávání způsobů zesílení. Pro výpočet únosnosti desky v protlačení dle EC2 byly použity vzorce s úpravou pro materiálové součinitele $\gamma_c = 1$ a pevnosti betonu $f_{ck} = f_c$. Výpočet podle MC 2010 byl nahrazen výše zmíněným přístupem CSCT, který je tak očištěn o bezpečnost zahrnutou v MC 2010. Vzorový výpočet podle různých normových přístupů je uveden v Příloze 1. Komplexní porovnání únosnosti v protlačení dle jednotlivých norem je vypsáno v Tab. 5.3, kde indexy u smykové síly na protlačení V značí použitý normový přístup a jsou v tomto duchu dále používány v práci:

- *EC* pro EN 1992-1-1 (kapitola 2.2.1),
- *CSCT* pro Critical Shear Crack Theory, resp. Model Code 2010 (kapitola 2.2.2),
- *ČSN* pro ČSN 73 1201:1986 (kapitola 2.2.3),
- *ECg2* pro EN 1992-1-1:2020 PROPOSAL (kapitola 2.2.4),
- *prEN* pro draft prEN 1992-1-1:2018 (kapitola 2.2.5).

Tab. 5.3 Porovnání výsledků NLFEM modelů desek s normami

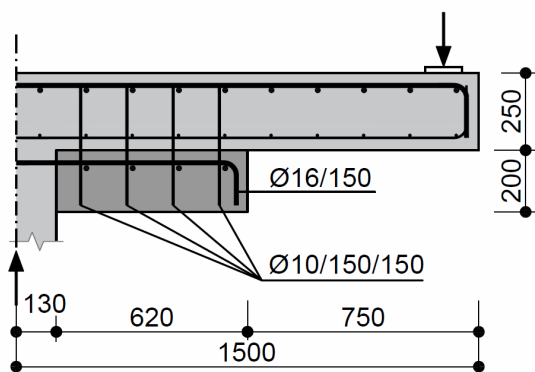
Vzorek	V_{NLFEM}	V_{EC}	V_{CSCT}	$V_{ČSN}$	V_{ECg2}	V_{prEN}	V_{NLFEM} / V_{EC}	V_{NLFEM} / V_{CSCT}	$V_{NLFEM} / V_{ČSN}$	V_{NLFEM} / V_{ECg2}	V_{NLFEM} / V_{prEN}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
PG-1	831	949	841	771	992	909	0,88	0,99	1,08	0,83	0,91
PG-2b	448	594	420	775	628	572	0,75	1,07	0,58	0,71	0,78
PG-11	786	786	682	790	830	757	1,00	1,15	0,99	0,95	1,04
PV-1	970	1018	904	1080	1076	981	0,95	1,07	0,90	0,90	0,99

Z pohledu stupně vyztužení jsou výsledky podle různých norem pro PG-1 ($\rho_l = 1,5 \%$) a PG-11 ($\rho_l = 0,75 \%$) ve shodě do $\pm 15 \%$, což je hodnota obecně přijímána jako modelová nepřesnost. Pro slabě vyztužené desky PG-2b ($\rho_l = 0,25 \%$) je patrné nadhodnocení únosnosti pro všechny standardy vyjma mechanického přístupu CSCT. Je třeba poznamenat, že nelineárnímu modelování protlačení avšak v jiném softwaru se věnoval Belletti a kol. [66] s velmi podobnými výsledky, jako jsou zde uváděny.

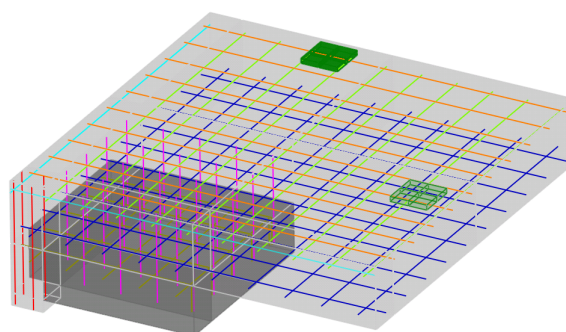
Představené NLFEM modely experimentů dále sloužily jako základ pro různé varianty zesilování, podrobněji rozebrané v následujících kapitolách. Ve všech zkoumaných způsobech zesilování konstrukcí byl zachován popsáný princip modelování pomocí nelineárních modelů.

5.1.3 NLFEM modely desek s dodatečnou betonovou hlavicí

Hlavní část práce spočívá v zesílení dodatečnou betonovou hlavicí. V úvodní studii byl rozměr hlavice zvolen takový, aby byla dle statických předpokladů únosnost v protlačení v hlavicí přibližně stejná jako únosnost mimo hlavicí. Byla tedy modelována hlavice o celkové velikosti 1500/1500/200 mm (pro zkoumaný kvadrant 750/750/200 mm), která byla při horním povrchu vyztužena $\varnothing 16/150$ mm v obou směrech, Obr. 5.18. Ohybovou výztuž hlavice není možné umístit přímo při horním povrchu z důvodu proveditelnosti vrtu do sloupu. S ohledem na technologické možnosti se uvažuje s posunem výztuže cca 7 cm pod spodní hranu desky. Konstrukční výztuž při spodním povrchu ve stávající desce byla v modelech zanedbána. U všech modelů bylo uvažováno spřažení se stávající deskou pomocí $\varnothing 10$ v rastru 150/150 mm. Pro zjednodušení byl uvažován materiál dodatečných konstrukcí totožný s původním materiálem převzatým přímo z experimentů [45]. Pohled na model s diskretní výztuží je na Obr. 5.19.



Obr. 5.18 Schéma dodatečné betonové hlavice včetně jejího vyztužení



Obr. 5.19 Pohled na výpočtový model s dodatečnou hlavicí

Zatěžování všech modelů bylo simulováno s ohledem na reálné způsoby zesilování. Původní konstrukce byla tedy nejdříve zatížena na cca 60 % vlastní únosnosti v protlačení a následně byla odtížena pouze na vlastní tíhu. Tímto bylo zohledněno odstranění ostatního stálého zatížení (např. podlahové vrstvy apod.) a vyloučení užitečného zatížení na desce během provádění sanace.

5.1.3.1 Modely s pevnou vazbou mezi novým a starým betonem

V prvních modelech byla pozornost zaměřena na chování konstrukce jako celku, především zdali dojde k porušení vně hlavice nebo uvnitř. Z tohoto důvodu nebyly použity na styku mezi původní deskou a dodatečnými konstrukcemi žádné kontaktní prvky. Vazba mezi jednotlivými prvky byla stanovena jako pevná. Okrajové podmínky pro dodatečné prvky byly stanoveny stejné jako v případě samotné desky.

V Tab. 5.4 je porovnána dosažená únosnost z NLFEM modelu s predikcí dle jednotlivých norem. Následně je v Tab. 5.5 definován poměr NLFEM vůči nižší hodnotě z predikované únosnosti uvnitř a vně hlavice. Z tabulek je vidět jasný trend, kdy pro slabě vyztuženou desku (PG-2b) jsou hodnoty únosnosti výrazně menší oproti předpokládaným (kromě CSCT).

Pro výpočet dle CSCT je uvažován rozměr hlavice jako rozměr sloupu, proto nedochází k redukci nezaoblených částí kontrolovaného obvodu oproti MC 2010. Tento výpočet zároveň nezohlední poddajnost hlavice, která způsobí menší hodnoty natočení vně hlavice. Proto je dosaženo v NLFEM vyšších hodnot únosností než výpočtem dle CSCT.

U nových návrhů EC2 (kapitola 2.2.4 a 2.2.5) je pro betonovou hlavicí velmi důležité vhodné určení vzdálenosti nulového momentu v desce. Podle verze z roku 2016 (ECg2) je vzdálenost stanovena vůči ose podpory. V nejnovější verzi z roku 2018 (prEN) je definice vzdálenosti upravena a je vztažena ke geometrickému středu kontrolovaného obvodu. Pro symetrickou úlohu jsou hodnoty tedy totožné.

Vzhledem k charakteru porušení, kde se část s hlavicí chová v některých případech jako velmi tuhá podpora (podrobněji rozebráno dále), bylo přistoupeno u obvodu vně hlavice i k vyhodnocení vzdálenosti nulového momentu k líci hlavice, a ne středu sloupu. Výsledky z takto upravených výpočtu jsou v Tab. 5.4 a Tab. 5.5 uvedeny v závorkách. Díky této úpravě hodnoty únosnosti pro návrh EC2 z roku 2016 vzrostly o 26,7 % a pro novější návrh z roku 2018 se zvýšily o 12,5 %. Pro PG-1 a PG-11 se predikované hodnoty ze spodu přiblížily výsledkům z NLFEM. Pro PG-2b však došlo k přecenění únosnosti vzhledem k NLFEM modelům.

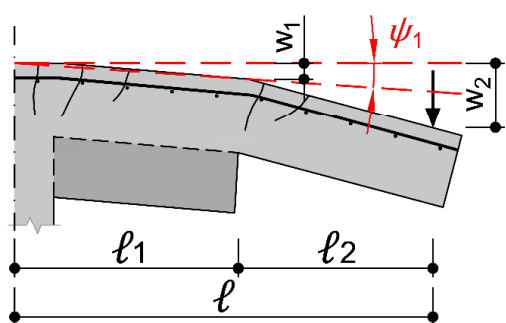
Tab. 5.4 Výsledky z modelů zesílení dodatečnou hlavicí a předpokládané únosnosti

Vzorek	Uvnitř hlavice							Mimo hlavicí				
	V_{NLFEM} [kN]	$\sigma_{s, TOP}$ [MPa]	V_{EC} [kN]	V_{CSCT} [kN]	$V_{\check{C}SN}$ [kN]	V_{ECg2} [kN]	V_{prEN} [kN]	V_{EC} [kN]	V_{CSCT} [kN]	$V_{\check{C}SN}$ [kN]	V_{ECg2} [kN]	V_{prEN} [kN]
PG-1	2543	411	2145	2053	1386	2545	1969	2230	2044	2646	1987 (2516)	1811 (2038)
PG-2b	1138	552	1342	823	1558	1592	1232	1395	712	2683	1243 (1574)	1133 (1275)
PG-11	2097	570	1776	1772	1476	2106	1630	1846	1596	2732	1645 (2083)	1499 (1687)

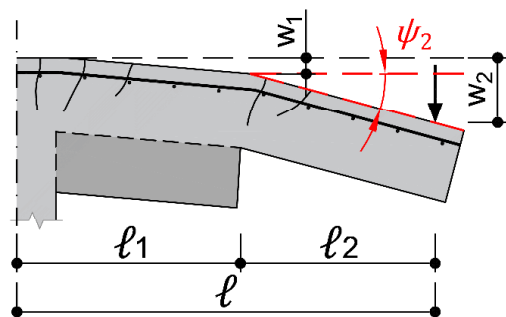
Tab. 5.5 Porovnání výsledků NLFEM modelů desky s dodatečnou hlavicí s normami

Vzorek	V_{NLFEM}	V_{NLFEM} / V_{EC}	V_{NLFEM} / V_{CSCT}	$V_{NLFEM} / V_{ČSN}$	V_{NLFEM} / V_{ECg2}	V_{NLFEM} / V_{prEN}
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
PG-1	2543	1,19	1,24	1,83	1,28 (1,01)	1,40 (1,29)
PG-2b	1138	0,85	1,60	0,73	0,92 (0,72)	1,00 (0,92)
PG-11	2097	1,18	1,31	1,42	1,27 (1,01)	1,40 (1,29)

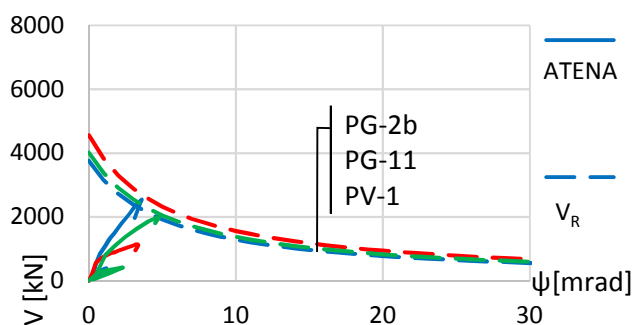
Pro chování konstrukce v hlavicí a vnesení do grafů zatížení – pootočení na Obr. 5.21 jsou použity hodnoty deformace dle Obr. 5.20. Odečítá se tedy hodnota svíslé deformace v místě kraje hlavicí. Pro vnesení křivky zatížení – pootočení mimo hlavicí jsou porovnány 3 možné způsoby výpočtu pootočení (Obr. 5.22, Obr. 5.24 a Obr. 5.26). V MC 2010, resp. CSCT, není exaktně uveden způsob stanovení pootočení desky na vnější oblasti mimo hlavicí. Přičemž toto pootočení rozhoduje o únosnosti kritického obvodu v místě se změnou efektivní výšky desky, jelikož vstupuje ve formě koeficientu pootočení do výpočtu únosnosti betonu v protlačení (2.7) pro MC 2010, resp. přímo v (5.4) pro CSCT. Obalová křivka únosnosti je pro všechny způsoby určení průhybu totožná (Obr. 5.23, Obr. 5.25 a Obr. 5.27), jelikož definuje hodnotu únosnosti pro úroveň pootočení desky. Určení pootočení způsobeného zatížením je tak zásadní pro stanovení únosnosti v protlačení.



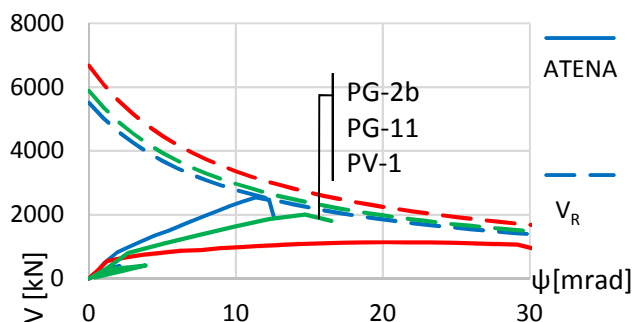
Obr. 5.20 Pootočení ψ_1 pro únosnost v hlavicí



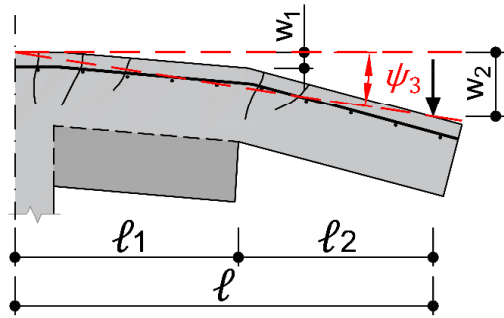
Obr. 5.22 Pootočení ψ_2 pro únosnost vně hlavicí



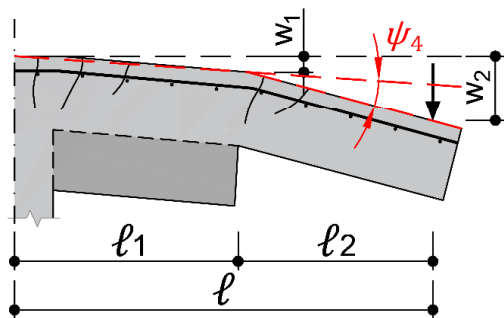
Obr. 5.21 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost v hlavicí a pootočení ψ_1



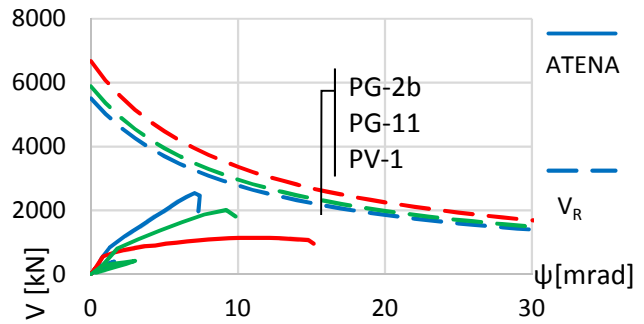
Obr. 5.23 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavicí a pootočení ψ_2



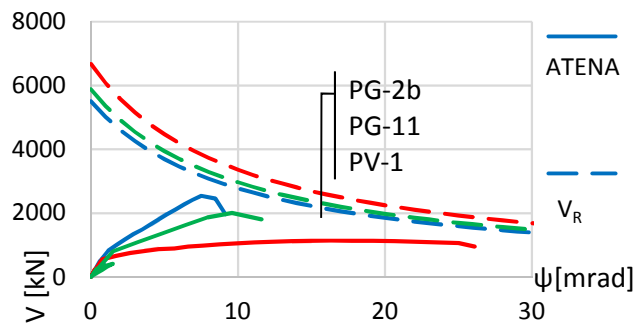
Obr. 5.24 Pootočení ψ_3 pro únosnost vně hlavice



Obr. 5.26 Pootočení ψ_4 pro únosnost vně hlavice

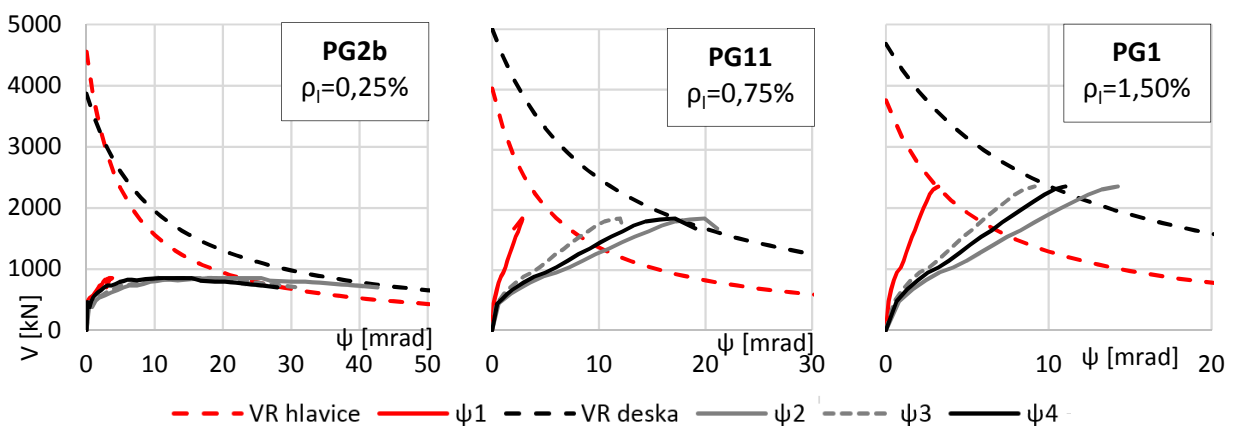
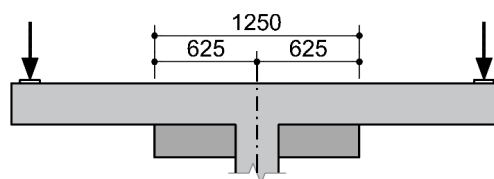


Obr. 5.25 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavici a pootočení ψ_3

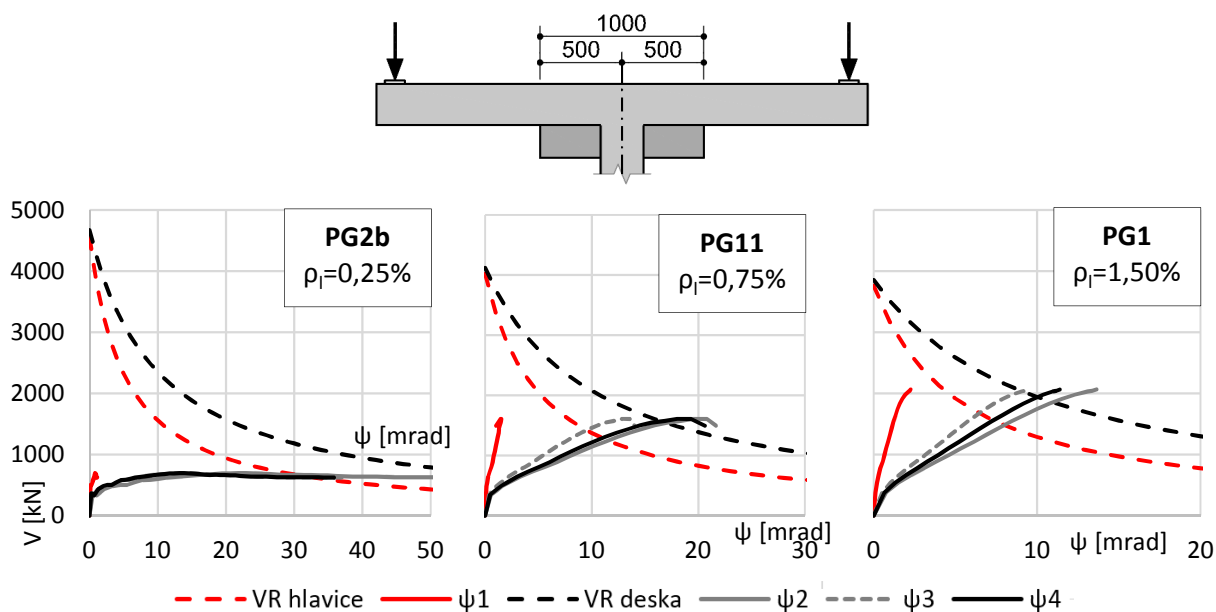


Obr. 5.27 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavici a pootočení ψ_4

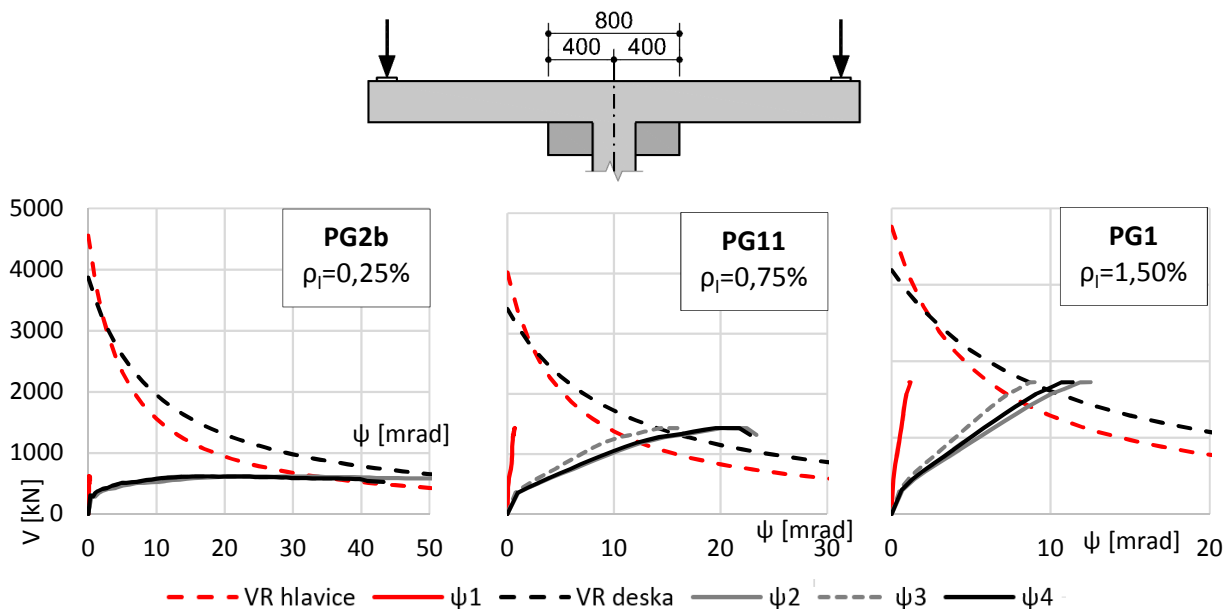
Velikost hlavice v základním modelu byla volena s ohledem na obdobnou predikovanou únosnost uvnitř hlavice i mimo ni, proto na výše uvedených grafech není možné jednoznačně vyvodit závěr pro správné odečítání hodnoty pootočení. Z tohoto důvodu je vytvořena série modelů pro jednotlivé stupně vyztužení s menší velikostí dodatečné hlavice, takže je možné lépe analyzovat rozhodující porušení vně hlavice. Jsou vyšetřovány hlavice o rozměrech 1250 mm (Obr. 5.28), 1000 mm (Obr. 5.29) a 800 mm (Obr. 5.30).



Obr. 5.28 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 1250 mm



Obr. 5.29 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 1000 mm



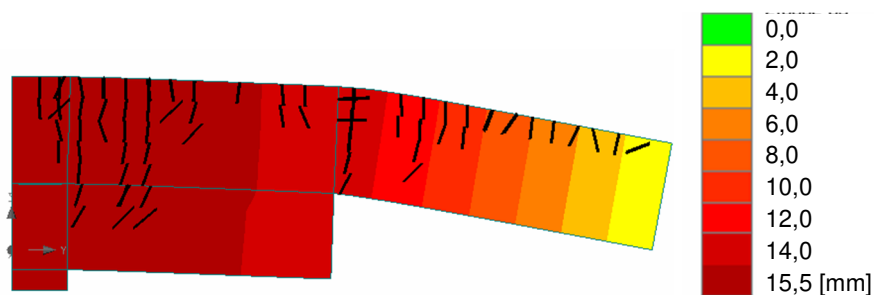
Obr. 5.30 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 800 mm

U slabě vyztuženého typu PG-2b dochází k velkým deformacím při nezvyšující se vnější síle. Jak je dále ukázáno, je to způsobeno namáháním výztuže nad mez kluzu. Pro ostatní prvky je v případě hlavice 1250 mm dobrá shoda s očekávaným porušením pro způsob výpočtu natočení ψ_4 . Tento přístup vychází z mechanického modelu porušení, kde je respektováno natočení desky v místě hlavice a deformace je tak odečítána od její tečny.

Se snižujícím se rozměrem hlavice se více blíží k teoretickým hodnotám únosnosti výpočet dle ψ_3 . U menších hlavic se výrazně projeví jejich značná tuhost ovlivňující deformaci, která dosahuje velmi malých hodnot na okraji hlavice, kde dochází ke změně účinné výšky desky. Tento jev dokládá v grafech změna směrnice křivek zatížení –

pootočení v místě hlavice, proto je pro malé hlavice považován za výstižnější model pootočení bez započtení vlivu hlavice ψ_3 .

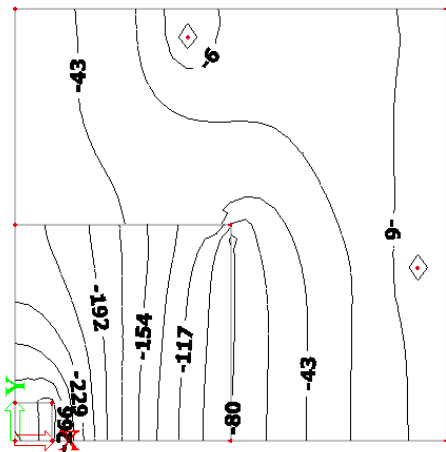
Naopak určení pootočení mimo hlavici na základě posunutí počátku do místa hrany hlavice a tím získané pootočení ψ_2 se jeví jako nevhodný přístup. Ve všech variantách velikostí hlavice i různých stupňů vyztužení desky jsou při stejných hodnotách únosnosti dosaženy největší hodnoty pootočení, což by mohlo mylně vést k recalibraci obalové křivky únosnosti.



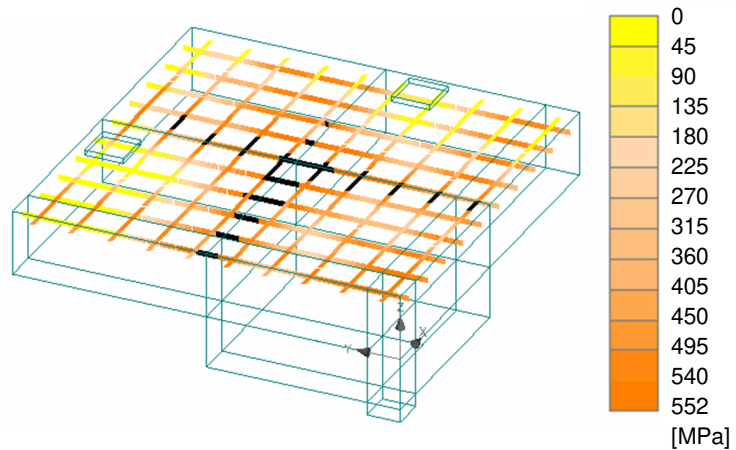
Obr. 5.31 Deformace a rozvoj trhlin před porušením v modelu PG-2b s pevným spojením s hlavicí (deformace 10x převýšeny)

Podrobnější pozornost si zaslouží prvek PG-2b, u kterého došlo v základním modelu s hlavicí 1500 mm k velkým deformacím bez zvyšování vnášené síly, Obr. 5.26. Toto duktilní chování je typické spíše pro ohybové porušení než porušení protlačení. V průběhu zatěžování se ve značné míře rozvinuly jak ohybové trhliny na horním povrchu desky v místě sloupu a na hraně hlavice, tak i šikmo orientované smykové trhliny typické právě pro porušení protlačení, Obr. 5.31. Po dosažení meze kluzu ve výztuži desky se zvětšovala deformace desky až do napětí ve výztuži 580 MPa, kdy došlo k náhlému porušení konstrukce. Porušení bylo způsobeno propagací trhlin až do oblasti tlačného betonu při spodním líci desky. Tento jev byl popsán např. [67]. Pro model PG-2b zesílený dodatečnou hlavicí je finální porušení dáno kombinací porušení ve smyku společně s ohybem.

Z pohledu normy EC2 není možné zohlednit porušení ohybem přímo ve výpočtu protlačení. Proto je nutné tento posudek provést separátně. Na Obr. 5.32 je znázorněn isoliniemi průběh momentů z lineárního řešiče pro zesilovaný model PG-2b se zatížením na úrovni 250 kN pro zkoumaný kvadrant (tj. 1000 kN pro celý model). Toto zatížení odpovídá 88 % únosnosti zesílené konstrukce. Moment ve směru X (ve směru Y je totožný vzhledem k symetrii) na okraji desky v místě symetrie dosahuje hodnoty 80 kNm/m. Pro desku mimo hlavice je únosnost v ohybu 55 kNm/m (pro $\varnothing 10$ mm po 150 mm namáhaných na mez kluzu 552 MPa, Tab. 5.1). Očekává se tedy porušení v ohybu desky mimo hlavici před porušením v protlačení.



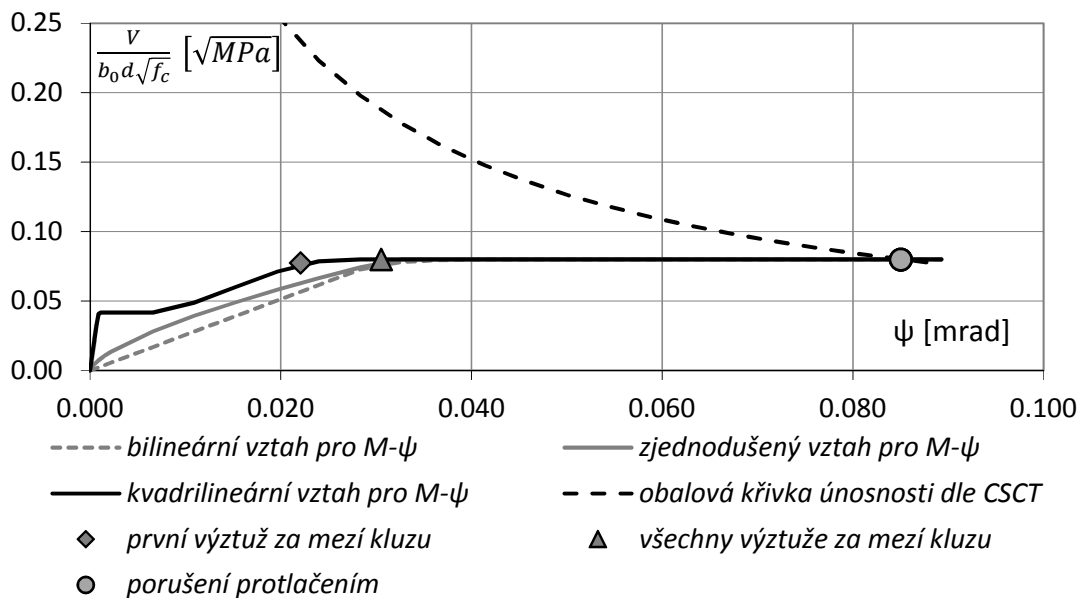
Obr. 5.32 Izolinie dimenzačního momentu při horním povrchu desky ve směru X z lineárního řešiče (PG-2b s pevnou vazbou)



Obr. 5.33 Napětí v horní výztuži v okamžiku porušení pro PG-2b s pevnou vazbou (namáhání nad mez kluzu vyznačeno černou barvou)

Při postupování dle CSCT se již v průběhu výpočtu ukáže, že se očekává namáhání výztuže za mezí kluzu před samotným porušením v protlačení, které bude následovat bez zvyšování únosnosti pouze vlivem přetvoření výztuže, Obr. 5.34.

Při úrovni zatížení 250 kN na model, dochází v NLFEM u jednoho prutu výztuže desky k namáhání nad mez kluzu, především vlivem přerozdělení zatížení do větší účinné šířky. V NLFEM nedošlo během zatěžování k dosažení meze pevnosti u žádné z výztuží, pouze po okraji hlavice jsou výztuže namáhané nad mez kluzu Obr. 5.33 Chování ohybové výztuže desky je tak v souladu s předpovědí dle CSCT, ačkoliv je absolutní hodnota únosnosti mírně odlišná oproti analytickému modelu.



Obr. 5.34 Závislost zatížení – pootočení pro PG-2b mimo oblast dodatečné hlavice (graf adaptován z výpočtu dle CSCT [11])

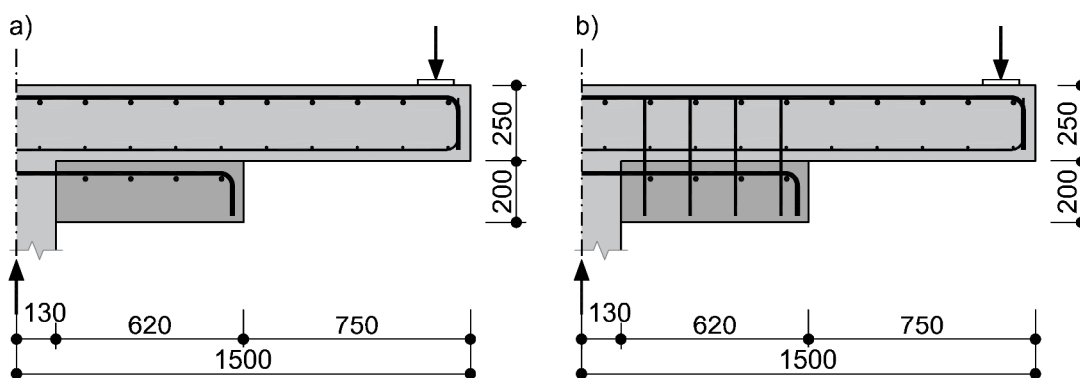
Zesilování modelu PG-2b se ukázalo jako komplikované vzhledem k velmi malému množství podélné výztuže v desce. V praxi by se u takového prvku zajisté volila kombinace zesilování spojená s posílením v oblasti horní výztuže desky. Z tohoto důvodu je pro další modely uvažováno pouze se zesilováním prvků PG-1 ($\rho_l = 1,5 \%$) a PG-11 ($\rho_l = 0,75 \%$).

5.1.3.2 Modely s kontaktní vazbou mezi novým a starým betonem

Oproti předchozím modelům bylo horizontální rozhraní mezi hlavicí a deskou modelováno materiálu, který zohledňuje kohezi a tření mezi prvky. Vstupní hodnoty byly použity v souladu s doporučením MC 2010 a jsou uvedeny v Tab. 5.6. Celkem byly uvažovány 3 varianty spojení mezi prvky a pro každou variantu možnost sprážením s deskou Ø10 v rastru 150/150 mm nebo bez sprážení s deskou, Obr. 5.35.

Tab. 5.6 Použité charakteristiky pro definici kontaktu mezi stávající betonovou deskou a dodatečnou betonovou hlavicí

Varianta	Typ povrchu kontaktu	Soudržnost	Součinitel tření	Smyková výztuž
		[MPa]	[-]	
A	hladký	0,5	0,5	-
B	zdrsněný	2,0	0,85	-
C	velmi zdrsněný	3,0	1,2	-
D	hladký	0,5	0,5	Ø10/150/150
E	zdrsněný	2,0	0,85	Ø10/150/150
F	velmi zdrsněný	3,0	1,2	Ø10/150/150

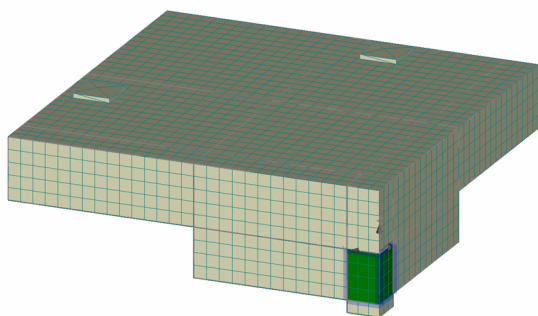


Obr. 5.35 Zesílení dodatečnou betonovou hlavicí a) bez sprážení se stávající deskou
 b) včetně sprážení se stávající deskou

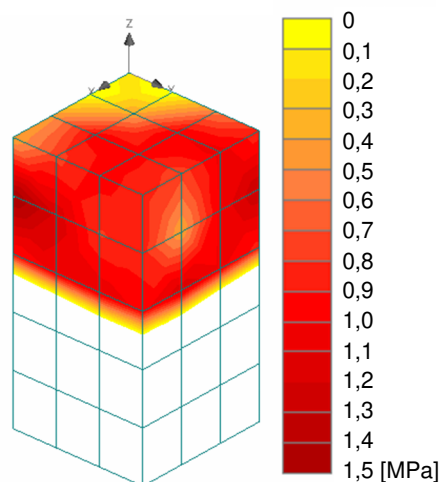
Pro vertikální rovinu kontaktu s deskou bylo uvažované pevné spojení. Při použití stejných parametrů i na vertikální plochy kontaktů se stávající konstrukcí by hrozil vznik nekonvergujícího výpočtu při nepoužití spráhovací výztuže, proto bylo použito pevné spojení. Toto zjednodušení je přípustné v případě, že v kontaktu (Obr. 5.36) nevzniknou tahová napětí, která by nebyla schopná přenést výztuž vlepěnou do sloupu. Na Obr. 5.37 jsou vidět maximální hodnoty hlavního tahového napětí, které je v případě PG-1-A menší než velikost soudržnosti – zde je tedy nutná výztuž, která přebere tato napětí. U ostatních

modelů, kde je uvažováno s vyššími hodnotami koheze, zdaleka nedosahuje tahové napětí meze soudržnosti. Lze tedy konstatovat, že toto zjednodušení je přípustné.

Kontaktní elementy vystihující parametry úpravy povrchu byly použity na styčných plochách mezi betony různého stáří.



Obr. 5.36 Vyznačení makroprvku z Obr. 5.37 v komplexním NLFEM



Obr. 5.37 Hlavní tahové napětí na prvku PG-1-A v místě styku hlavice se sloupem

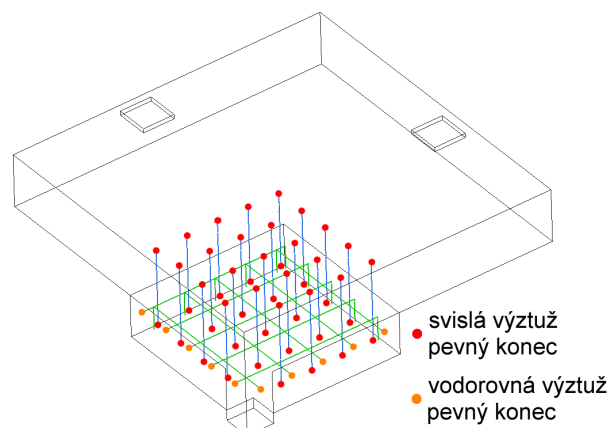
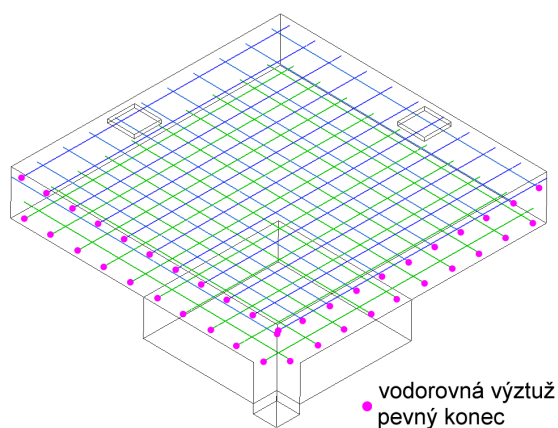
Z Tab. 5.7 je možné vyčíst, že použití výztuže propojující nový a starý beton je zcela zásadní pro vlastní únosnost konstrukce. I při uvažování velmi hrubého povrchu byla únosnost u prvku PG-1-C pouze 65 % únosnosti v protlačení PG-1-F. Pro prvek s menším množstvím ohybové výztuže byla tato redukce ještě významnější, PG-11-C dosahuje pouze 60 % únosnosti PG-11-F.

Zajímavé je porovnání z pohledu napětí ve výztuži desky (v místě sloupu $\sigma_{s,sloup}$ a na hraně hlavice $\sigma_{s,hlavice}$) pro vzorek PG-1 ($\rho_l = 1,5 \%$), kde pro nespřážené varianty nebyla využita nad mez kluzu, kdežto u spřážené varianty byla efektivněji využita a podílela se na zvýšení celkové únosnosti. U vzorku PG-11 ($\rho_l = 0,75 \%$) byla výztuž namáhána nad mez kluzu při porušení ve všech variantách, ale nedosahovala své meze pevnosti. Spřážené varianty (D-E) vykazovaly vyšší deformaci desky (v místě sloupu $w_{NLFEM,sloup}$ a na hraně hlavice $w_{NLFEM,hlavice}$) při porušení a tím i vyšší únosnosti v protlačení. Velikost pootočení desky při mezním porušení narostla až o 75 % při porovnání prvku PG-11-B a PG-11-E, přičemž došlo k navýšení únosnosti o 60 %.

Pro modely PG-11 se spřahující výztuží bylo přidáno i zatížení vlivem smršťování ve formě počátečního přetvoření o velikosti dle Obr. 5.43 pro 10 let (vliv reologických jevů je podrobněji popsán v kapitole 5.1.3.3). Zároveň byla pro každou výztuž (dle jejího průměru) definována závislost pokluzu v soudržnosti, Obr. 5.8. Okrajové podmínky soudržnosti pro diskrétní výztuž v modelu jsou vyznačeny na Obr. 5.38 a Obr. 5.39. Uvažuje se s použitím obdobné výztuže jako jsou rozkované hlavy smykových lišt, kde je možné pro tento typ koncové úpravy uvažovat konec jako neposuvný [68]. (Porovnání různé koncové úpravy je možné nalézt např. v [69].) Na horním povrchu stávající desky je možné zajistit potřebné kotvení vhodnou podložkou (experimentálnímu ověření tohoto

detailu se věnuje kapitola 5.2.1). Z upravených modelů jsou získané výsledky v Tab. 5.7 označeny *. Protlačení bylo rozhodujícím způsobem porušení u všech modelů.

Zvolený způsob vystižení smršťování byl aplikován, protože není možné v softwaru přímo kombinovat statickou úlohu s reologickými jevy. Respektive úlohu pro zjištění limitní únosnosti, metodou Arc-Length. Analýza vlivu reologie, popsána v kapitole 5.1.3.3, byla řešená metodou Newton-Raphson. Při porovnání s modely, kde byly tyto jevy nezohledněny, byly absolutní hodnoty únosnosti prakticky ve shodě. Pouze bylo zaznamenáno nepatrně nižší napětí ve výztuži desky, především díky zohlednění pokluzu v soudržnosti, které také ovlivnilo nárůst deformace desky pro varianty s hladkým styčným povrchem. Mírný pokles deformace na hraně hlavice pro velmi hrubý povrch (PG-11-F*) je přisuzován modelové nejistotě.



Obr. 5.38 Vyznačení okrajových podmínek pro soudržnost výztuže v desce

Obr. 5.39 Vyznačení okrajových podmínek pro soudržnost výztuže v hlavici

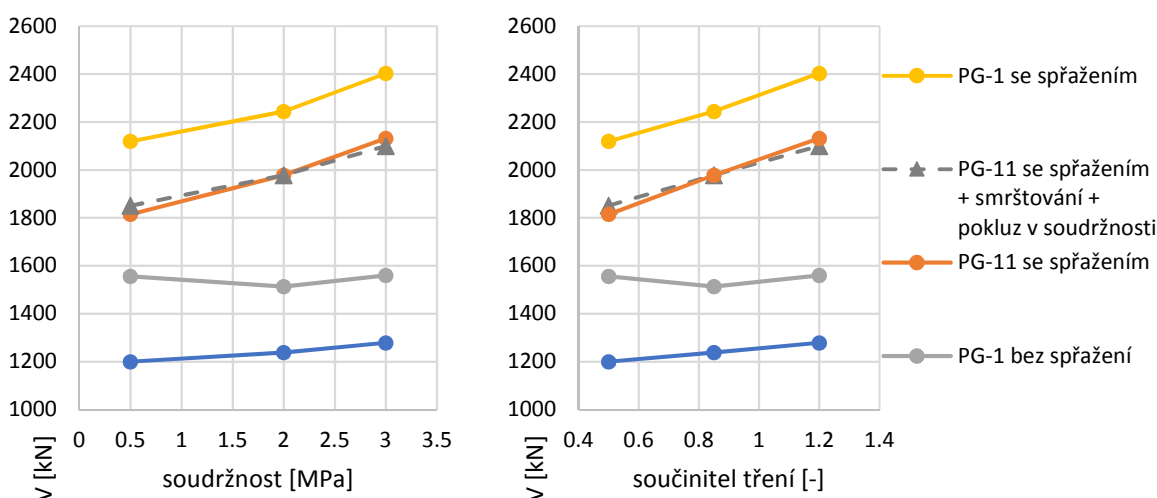
Tab. 5.7 Výsledky z NLFEM pro dodatečnou hlavici s kontaktními prvky

Vzorek – varianta	V_{NLFEM}	$\sigma_{s,sloup}$	$\sigma_{s,hlavice}$	$W_{NLFEM,sloup}$	$W_{NLFEM,hlavice}$
	[kN]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]
PG-1-A	1556	406	165	12,0	7,1
PG-1-B	1514	408	165	13,5	7,3
PG-1-C	1560	412	168	13,5	7,3
PG-1-D	2120	509	265	18,5	10,2
PG-1-E	2244	545	300	18,4	10,2
PG-1-F	2403	562	320	19,5	10,4
PG-11-A	1200	590	240	17,6	10,0
PG-11-B	1238	579	226	14,9	9,0
PG-11-C	1279	574	247	15,1	9,0
PG-11-D	1815	600	400	24,2	14,5
PG-11-E	1978	587	480	26,2	15,8
PG-11-F	2132	590	490	23,9	15,0
PG-11-D*	1851	578	419	28,0	16,5
PG-11-E*	1978	578	410	28,7	17,7
PG-11-F*	2100	576	415	23,6	14,3

Vliv povrchové úpravy styčné spáry a spřažení na únosnost v protlačení

Modely s pevnou vazbou mezi dodatečnou hlavicí a deskou vykazují vyšší hodnoty absolutní únosnosti (Tab. 5.4) oproti variantám s kontaktními elementy. Pro variantu s drsným povrchem (typ F) je snížení absolutní únosnosti nejvýše 5 %. Vzhledem k modelové nejistotě jsou výsledky považovány za prakticky rovnocenné.

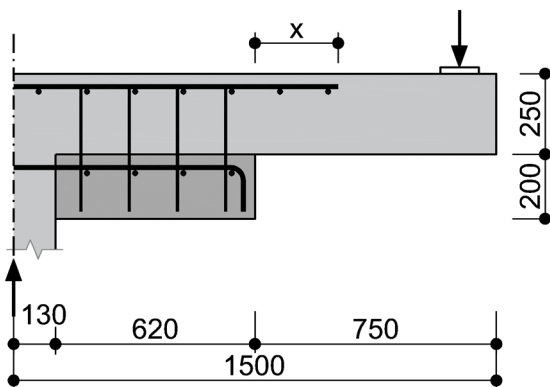
V grafech (Obr. 5.40) zachycujících závislost soudržnosti a součinitele tření na únosnosti je možné pozorovat ovlivnění únosnosti především u prvků se spřahující výztuží. U prvků bez spřahující výztuže je únosnost prakticky konstantní pro různé typy úpravy povrchu styčné spáry.



Obr. 5.40 Vliv soudržnosti a součinitele tření na únosnost v protlačení

Vliv délky ohybové výztuže desky vně hlavice

Během analýzy jednotlivých modelů se ukázala jako velmi podstatná délka ohybové výztuže desky při horním povrchu. Pro porovnání byl použit model PG-1-D, u kterého byla postupně zkracována délka horní výztuže desky v krocích po 100 mm, Obr. 5.41. Při zkrácení ohybové výztuže dojde i ke snížení únosnosti nezesílených konstrukcí vzhledem k zatěžovacímu schématu použitému v modelech NLFEM. Proto je v Tab. 5.8 vždy dopočtena i hodnota únosnosti nezesílené konstrukce s odpovídající délkou výztuže.



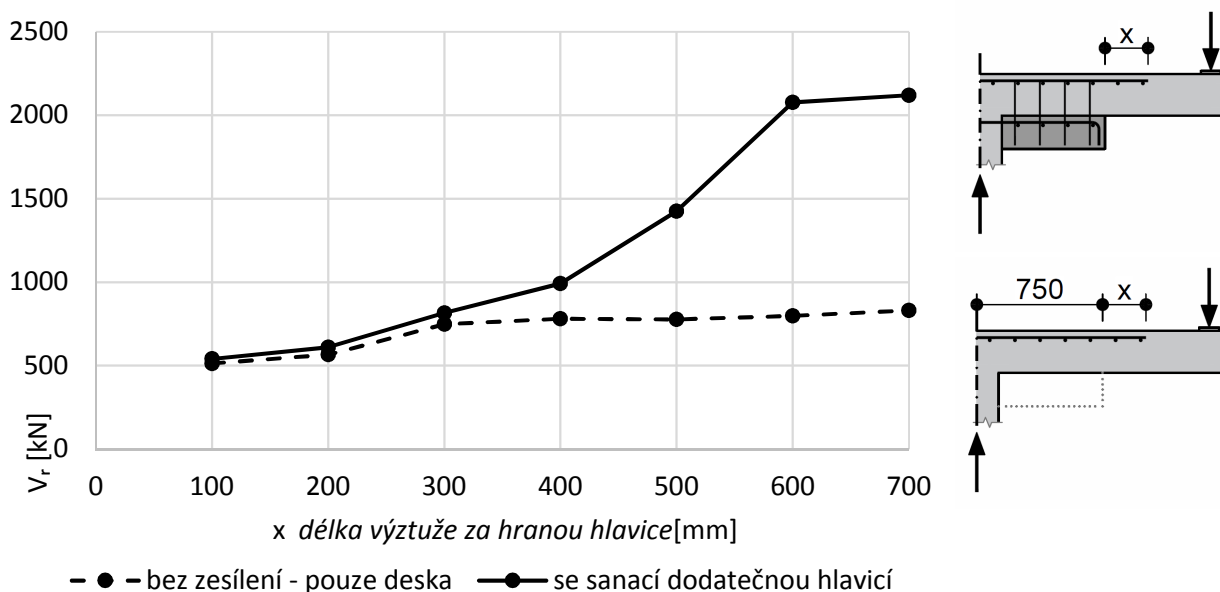
Obr. 5.41 Schéma konstrukce pro analýzu vlivu délky výztuže na únosnost v protlačení

Tab. 5.8 Únosnosti jednotlivých variant modelů dle délky horní tahové výztuže desky

Vzorek - varianta	x	V_{NLFEM} bez dodatečné hlavice	V_{NLFEM} s dodatečnou hlavicí
	[mm]	[kN]	[kN]
PG-1-D	100	513	540
	200	566	610
	300	748	814
	400	776	992
	500	782	1425
	600	799	2076
	700	831	2120

V Obr. 5.42 je pro přehlednost vynesena závislost celkové délky výztuže od hrany hlavice (x) na únosnosti zesílených a nezesílených konstrukcí. Pro velmi krátké délky výztuže desky se přibetonováním dodatečné hlavice 1500/1500/200 prakticky nezvýšila únosnost konstrukce v protlačení. Až při délce výztuže 600 mm za okraj hlavice bylo dosahováno obdobných hodnot únosnosti v protlačení jako při řádně zakotvené výztuži dle Tab. 5.7.

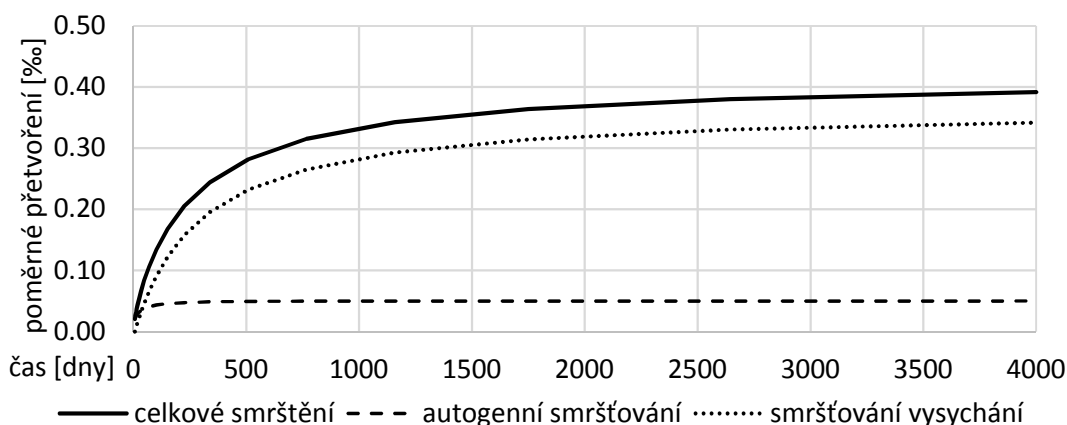
Z analýzy je zřejmé, jaký zásadní vliv má délka výztuže ve stávající desce vzhledem k přesahu vně hlavice. Pro správné stanovení únosnosti sanované konstrukce je vždy nutné tento efekt zohlednit. Při krátké kotevní délce výztuže rapidně klesá únosnost v protlačení.



Obr. 5.42 Závislost délky výztuže pro zesilování prvku PG-1-D na jeho únosnosti v protlačení

5.1.3.3 Vliv reologických jevů na dodatečnou hlavici

Betonování nového prvku ve styku se starším betonem s sebou přináší nutnost zohlednění reologických jevů probíhajících v nově prováděné části v interakci s již zatvrdlým betonem. Především se jedná o zohlednění smršťování, které je tvořeno složkou autogenního smršťování vyvíjeného během tvrdnutí betonu zejména v prvních dnech po vybetonování a složkou smršťování od vysychání, jenž je dominantní v pozdější době. Pro účely této práce bylo uvažováno smršťování dle EN 1992-1-1 přílohy B [9] v časovém intervalu do 10 let od vybetonování, kdy podle použitého modelu proběhne přibližně 95 % veškerého smršťování. Postupný vývoj poměrného přetvoření od smršťování je uveden na Obr. 5.43.



Obr. 5.43 Vývoj smršťování v čase aplikovaného na novou hlavici

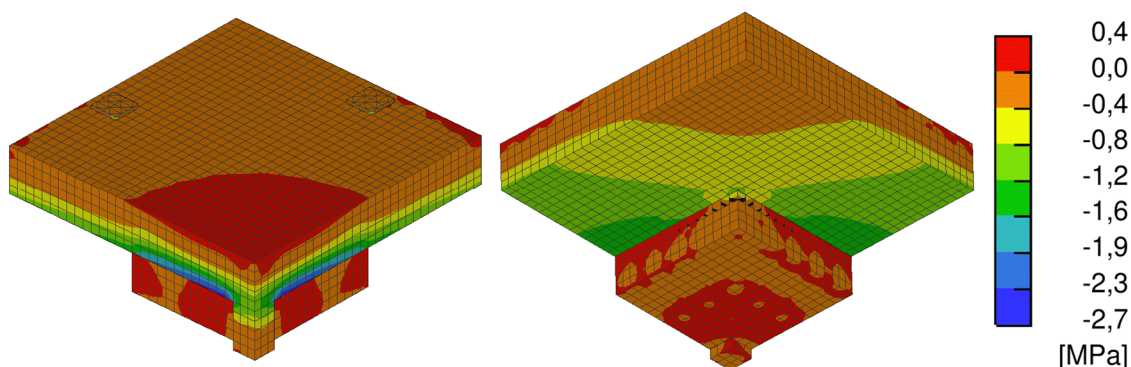
Poměrné přetvoření od smršťování je nezávislé na aktuálním zatížení, resp. na přetvoření vzniklém od zatížení. Dotvarování betonu je uvažováno v lineární podobě (tzn. v konstrukci nepřekročí napětí betonu určitý poměr z jeho pevnosti – dle manuálu k softwaru je tento limit cca 60 %, podle EN 1992-1-1 to je 45 % z charakteristické pevnosti). V dlouhodobém časovém úseku není předpoklad, že by zkoumaná i reálná konstrukce dodatečné hlavice byla zatěžována nad tento limit, proto je tento předpoklad považovaný za splněný.

Popsaná funkce smršťování byla použita pro analýzu reologických jevů na modelech vytvořených pro statickou analýzu, které byly převedeny do řešiče softwaru pro dotvarování. Software Atena používá pro tento typ úlohy tzv. přístup celého průřezu, kdy je upřednostněno řešení na celém průřezu místo individuálních bodů materiálu. Pro řešení přes popis obecného materiálního chování není v současné době dostatečně obsáhlý a ověřený výzkum. Při řešení úlohy typu dotvarování je diskretizovaná konstrukce řešena v několika časových úsecích pokrývajících celkový sledovaný čas. Podrobnější informace k řešení smršťování a dotvarování je možné nalézt v teoretickém manuálu k softwaru [62]. Uvažovaný průběh dotvarování je řízený také přístupem EC2. Vstupní parametry byly zvoleny: 70% vlhkost prostředí, cement 42,5 R, doba ošetřování 7 dnů a typ použitého kameniva křemen.

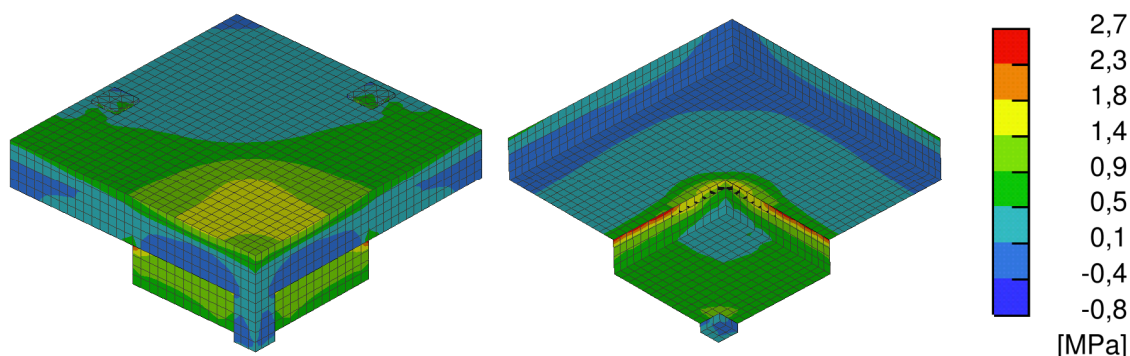
Analýza byla provedena na modelu PG-11-E (úprava povrchu na styku betonů drsná + spřahovací výztuž Ø10/150/150). Nová hlavice byla zatížena pouze vývojem

smršťování a dotvarování bez statického zatížení, aby výsledky nebyly ovlivněny dalšími vstupy. Pro původní betonovou desku se předpokládalo, že smršťování u ní již proběhlo, a proto pro ni samotnou nebylo aplikováno.

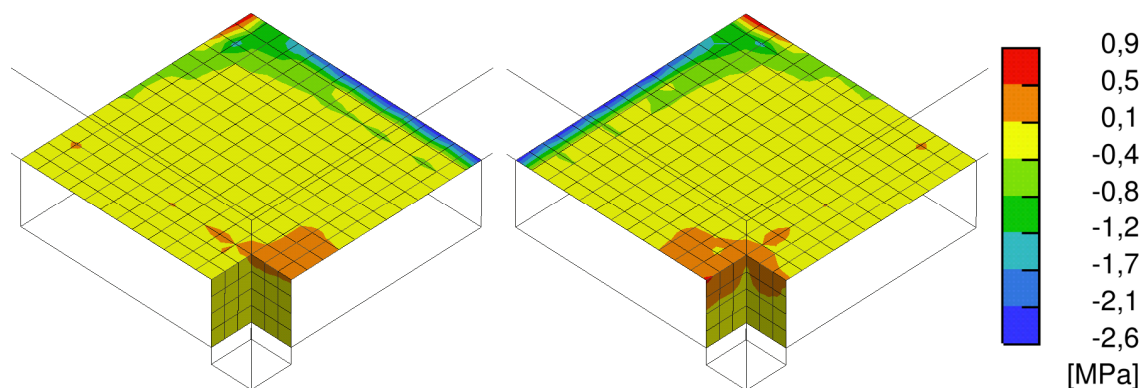
Smršťování, resp. smršťování a dotvarování od smršťování, vyvozuje napjatost v prvcích pouze pokud je bráněno jeho volnému průběhu. Okrajová podmínka pro dodatečnou hlavici je na styku se starším betonem, kde se očekává vznik tahových napětí v nové hlavici, naopak v původní betonové desce je pro tuto část očekáván tlak v betonu. Na Obr. 5.44 je zobrazeno minimální hlavní napětí v betonu, které dosahuje hodnot až $-2,7$ MPa ve stávající desce. Stejné hodnoty, avšak s opačným znaménkem, dosahuje napjatost v nové hlavici na kontaktní ploše, Obr. 5.45.



Obr. 5.44 Minimální hlavní napětí na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže



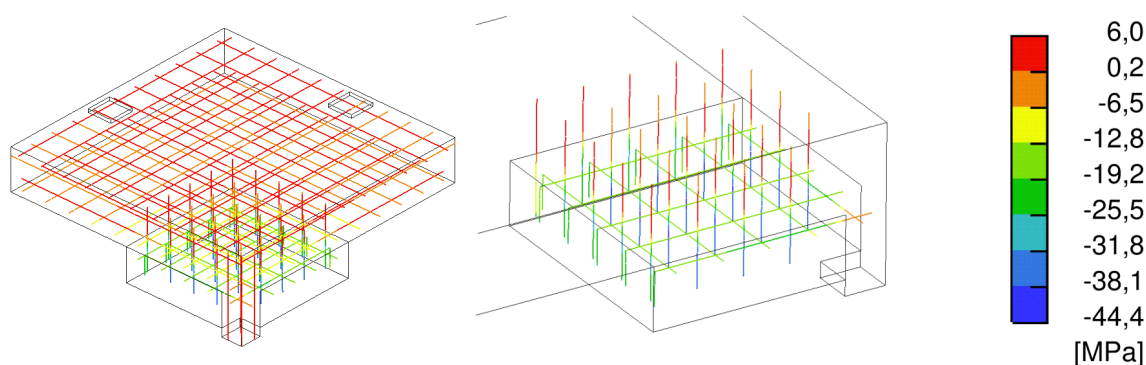
Obr. 5.45 Maximální hlavní napětí na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže



Obr. 5.46 Smykové napětí pro kolmé směry v rovině kontaktu na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže

Pro oblast rohu hlavice je znatelný pokles napětí, kde dochází k porušení kontaktní vazby mezi novým a starým betonem. Tento jev dokládá i posunutí smykového napětí na kontaktních elementech směrem dovnitř hlavice, Obr. 5.46.

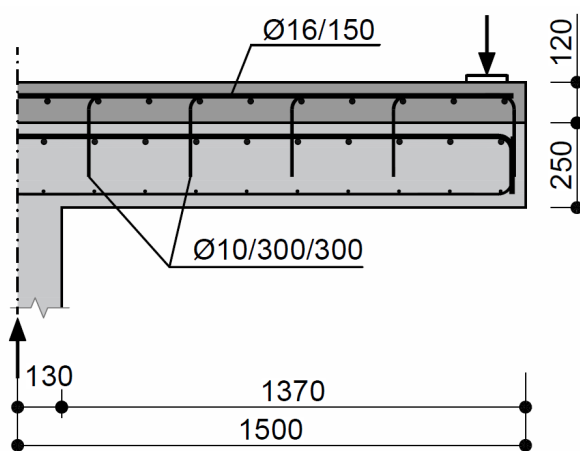
Z pohledu napětí ve výztuži stávající desky dochází pouze k mírnému nárůstu tahového napětí pro horní ohybovou výztuž desky (+6 MPa), Obr. 5.47. Toto napětí je způsobeno výše popsaným tlakem v betonu desky při spodních vláknech. Ve výztuži dodatečné betonové hlavice vzniká od smršťování tlakové napětí. Důležité je poznamenat, že svislá výztuž propojující desku a dodatečnou hlavici není od smršťování zatížena tahem. Ve styku mezi hlavicí a deskou nedochází k porušení koheze a tak výztuž není namáhána od účinků smršťování.



Obr. 5.47 Napětí ve výztuži pro 10 let od betonáže

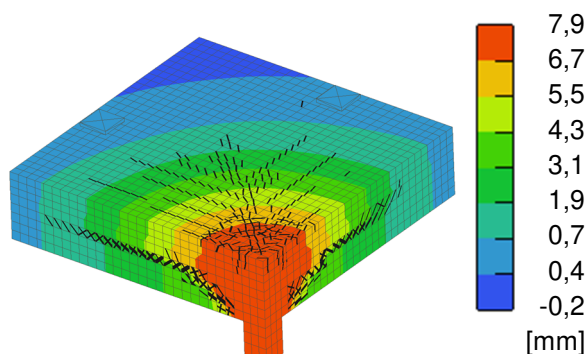
5.1.4 NLFEM modely s nadbetonávkou desky

Na základě modelů uvedených v 5.1.2 byly vypracovány modely s nadbetonávkou horního povrchu desky ve smyslu Obr. 2.23 f. Výška nadbetonávky byla uvažována totožná pro všechny modely, a to výšky 120 mm s podélnou výztuží $\text{Ø}16/150$ mm, Obr. 5.48. Modely konstrukce byly zatíženy, stejně jako u dodatečné hlavice, do úrovně 60 % mezní únosnosti nezesílené desky a následně odtíženy až na samotnou vlastní tíhu. Následně bylo provedeno zesílení desky a konstrukce byla zatížena až do meze porušení.

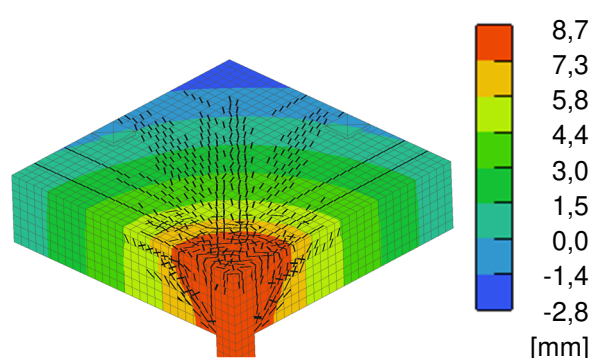


Obr. 5.48 Schéma nadbetonávky desky včetně jejího vyztužení

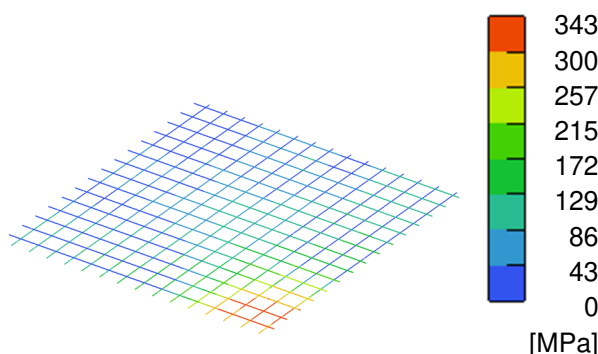
Rozvoj trhlin je velmi názorný na modelech v deskách PG-1 ($\rho_l = 1,5\%$) Obr. 5.49, kde jsou patrné smykové trhliny především ve stávající desce (trhlina byla lokalizována již při první fázi zatížení), a hodnoty napětí ve výztuži nadbetonávky dosahovaly maximálně 343 MPa, Obr. 5.51. U PG-2b ($\rho_l = 0,25\%$) v první fázi vznikly především ohybové trhliny u sloupu, po nadbetonování se následně lokalizovala smyková trhlina a prostupovala přes celou výšku spřažené konstrukce Obr. 5.50. Napětí v podélné výztuži nadbetonávky dosahovalo 431 MPa, výztuž tedy nebyla za svojí mezí kluzu Obr. 5.52.



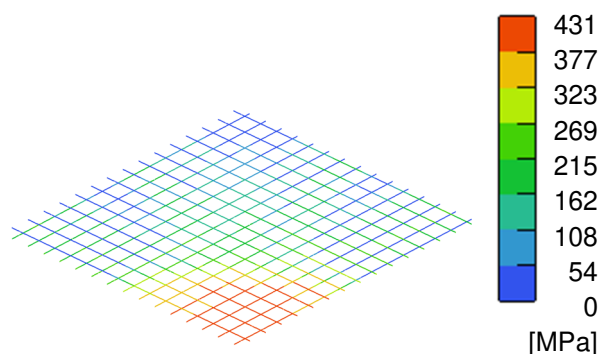
Obr. 5.49 Svislé deformace modelu PG-1 s nadbetonávkou včetně rozvoje trhlin



Obr. 5.50 Svislé deformace modelu PG-2b s nadbetonávkou včetně rozvoje trhlin



Obr. 5.51 Normálové napětí v podélné výztuži nadbetonávky modelu PG-1

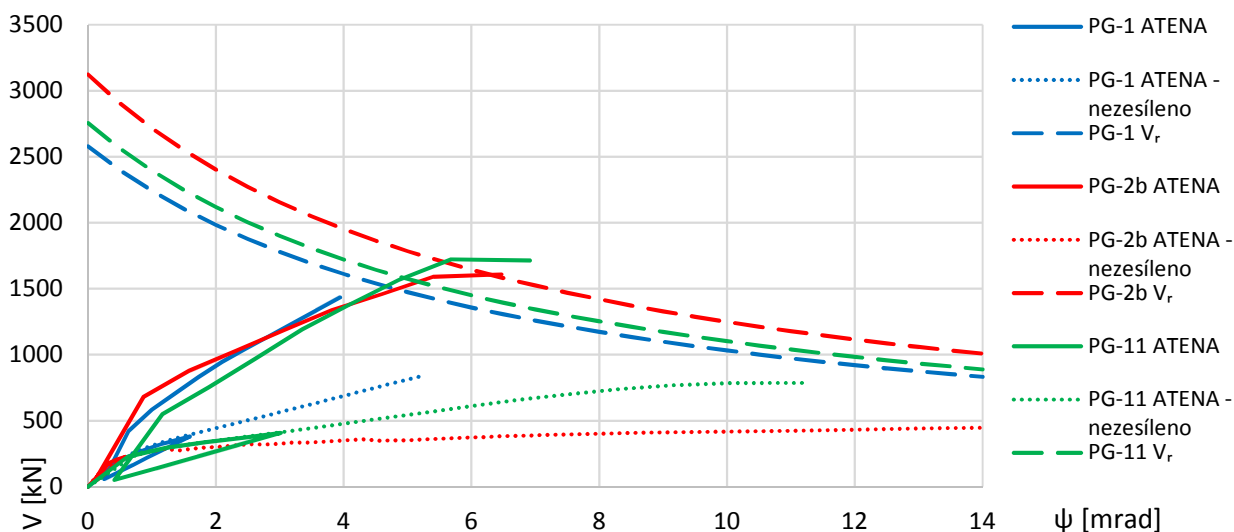


Obr. 5.52 Normálové napětí v podélné výztuži nadbetonávky modelu PG-2b

Na Obr. 5.53 je znatelné výrazné zvýšení tuhosti sanované konstrukce pro všechny zkoumané prvky, díky kterému jsou křivky zatížení – pootočení z NLFEM strmější. Teoretický průnik s obalovou křivkou únosnosti na ose zatížení odpovídá vyšším hodnotám únosností.

V Tab. 5.9 u vzorku PG-1 lze pozorovat o třetinu menší natočení desky oproti očekávanému. Tento jev je způsoben větším množstvím výztuže v původní desce, která není zohledněna ve výpočtech pomocí CSCT. Při výpočtu dle neplatné normy ČSN 73 1201 je dosahováno hodnot výrazně nižších, než je získáno z NLFEM. Naopak u návrhu nové verze normy EC2 z roku 2016 jsou očekávané hodnoty únosností o cca 10 % vyšší (PG-1 a PG-2b). Současný upravený návrh prEN z roku 2018 již vykazuje vyšší bezpečnost a predikované hodnoty únosností jsou nižší než výsledky z NLFEM,

Tab. 5.10. Sanovaná konstrukce PG-2b vykazuje vyšší hodnotu únosnosti oproti PG-1 způsobenou použitím jiných charakteristik pro beton, Tab. 5.1.



Obr. 5.53 Porovnání křivek zatížení – pootočení zesílených desek nadbetonávkou a nezesílených variant dle CSCT

Tab. 5.9 Výsledky z NLFEM modelů nadbetonované desky a předpokládané únosnosti

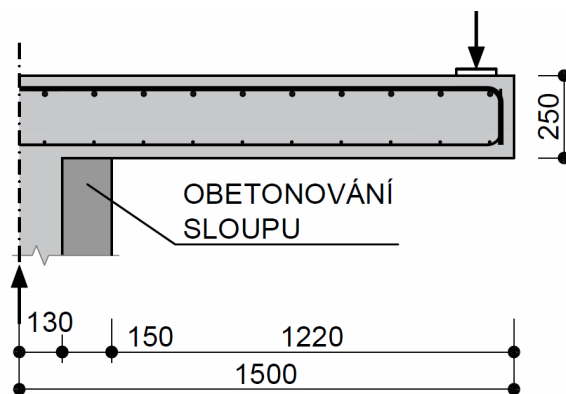
Vzorek	V_{NLFEM}	ψ_{NLFEM}	ψ_{CSCT}	V_{EC}	V_{CSCT}	$V_{\check{C}SN}$	V_{ECg2}	V_{prEN}
	[kN]	[mrad]	[mrad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
PG-1	1434	4,1	6,4	1373	1315	950	1580	1335
PG-2b	1608	6,7	7,2	1559	1504	1387	1794	1515
PG-11	1722	6,2	6,8	1434	1369	1174	1650	1394

Tab. 5.10 Porovnání výsledků NLFEM modelů nadbetonované desky s normami

Vzorek	V_{NLFEM}	V_{NLFEM} / V_{EC}	V_{NLFEM} / V_{CSCT}	$V_{NLFEM} / V_{\check{C}SN}$	V_{NLFEM} / V_{ECg2}	V_{NLFEM} / V_{prEN}
	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
PG-1	1434	1,04	1,09	1,51	0,91	1,07
PG-2b	1608	1,03	1,07	1,16	0,90	1,06
PG-11	1722	1,20	1,26	1,47	1,04	1,24

5.1.5 NLFEM modely desky s obetonováním sloupu

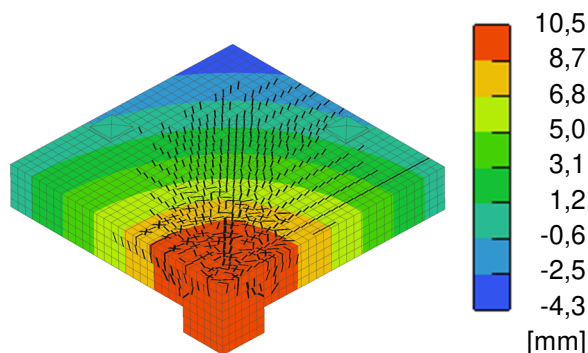
Jako další varianta byla analyzována sanace obetonováním sloupu na zvýšení únosnosti v protlačení (Obr. 2.23 a). Stejně jako u ostatních modelů se uvažovalo s předtížením a následným odlehčením pouze na úroveň vlastní tíhy. Tloušťka obetonování je zvolena, s ohledem na proveditelnost v praxi, na 150 mm okolo všech stran sloupu, Obr. 5.54.



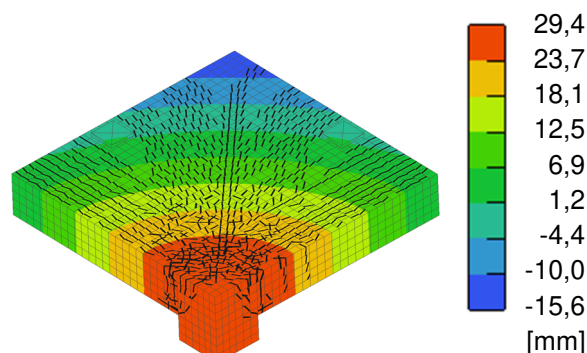
Obr. 5.54 Schéma sanace obetonování sloupu

Svislé deformace a rozvoj trhlin pro model PG-1 je na Obr. 5.55, kde je patrně menší množství trhlin na horním povrchu oproti PG-2b (Obr. 5.56) z důvodu větší podélné výztuže ve stávající desce. Tomu odpovídá i napětí ve výztuži, které těsně před porušením protlačení u PG-1 dosahuje maximálně 385 MPa (Obr. 5.57), ale u PG-2b hodnot až 584 MPa (Obr. 5.58), a to odpovídá již namáhání za mezí kluzu (Tab. 5.1).

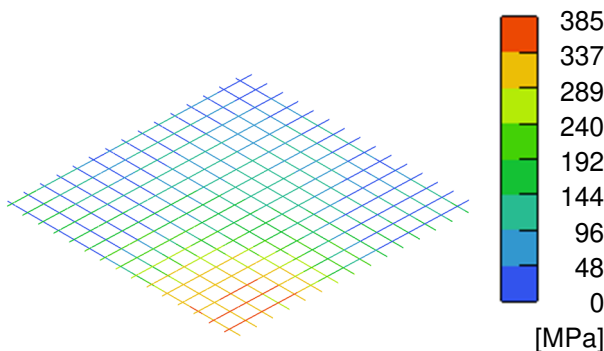
Trhliny u PG-2b vznikají obdobně jako u základního modelu bez zesílení a sanace dodatečnou hlavicí. Na hraně podpory se tak projevují především svislé ohybové trhliny, které jsou při vyšší úrovni zatížení doplněny smykovými trhlinami uvnitř desky. Pro PG-1 jsou typické šikmé smykové trhliny.



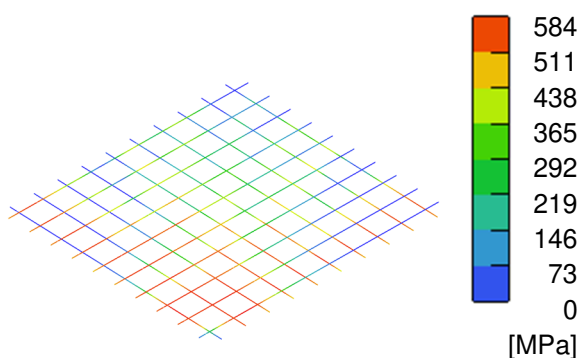
Obr. 5.55 Svislé deformace modelu PG-1 s obetonováním sloupu s rozvojem trhlin



Obr. 5.56 Svislé deformace modelu PG-2b s obetonováním sloupu s rozvojem trhlin

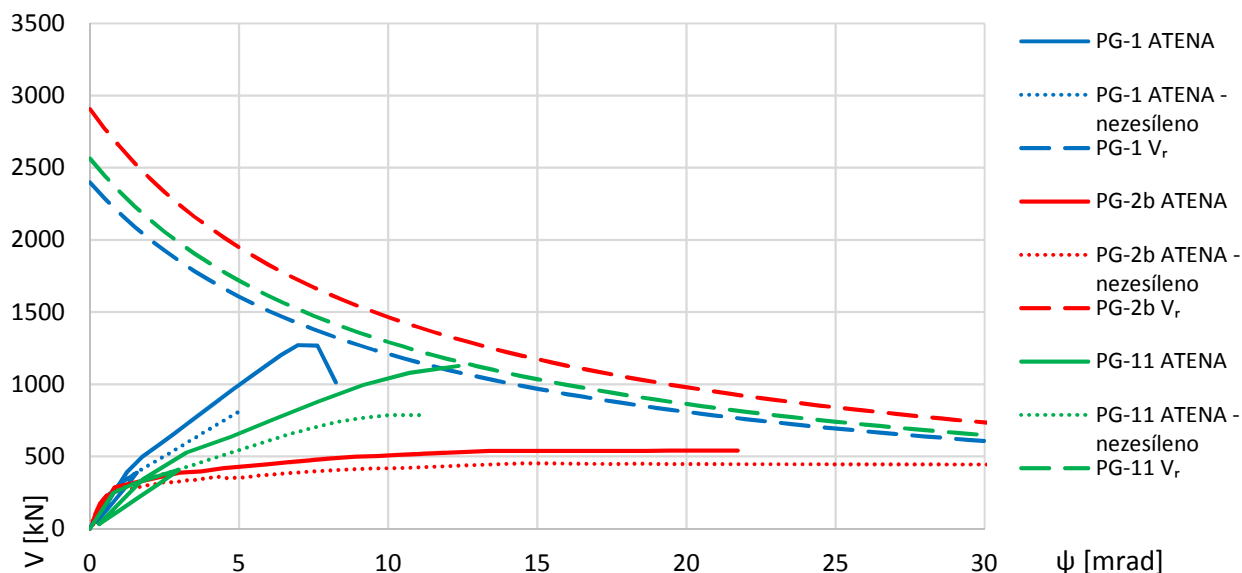


Obr. 5.57 Normálové napětí v podélné výztuži desky modelu PG-1



Obr. 5.58 Normálové napětí v podélné výztuži desky modelu PG-2b

U křivek zatížení – pootočení pro obetonování sloupu (Obr. 5.59) nedochází k navýšení strmosti diagramu jako je tomu u nadbetonávky desky (Obr. 5.53), ale k odsazení od původních křivek o téměř konstantní vzdálenost díky zvětšení obvodu protlačované oblasti.



Obr. 5.59 Porovnání křivek zatížení – pootočení zesílených desek obetonováním sloupu a nezesílených variant dle CSCT

Pro prvek PG-2b, kde je velmi málo ohybové výztuže, křivka nedosahuje obalové křivky únosnosti. Při velmi malém nárůstu zatížení výrazně roste deformace a napětí v ohybové výztuži desky, výpočetní SW již poměrně složitě konverguje v postupných iteracích. Dá se předpokládat, že při optimalizaci vstupu pro řešič by křivka dále mohla pokračovat vodorovně.

V Tab. 5.11 je uvedeno porovnání výsledků z NLFEM modelů a předpovídaných hodnot únosností. V konstelaci vstupních dat pro neplatnou ČSN 73 1201:1986, kde výpočet závisí pouze na pevnosti betonu v tahu a stupni vyztužení konstrukce, jsou teoretické hodnoty zesílení na protlačení pro všechny případy téměř totožné. Pro velmi slabě vyztužený vzorek PG-2b, tak nabývá výrazně nebezpečných hodnot.

Tab. 5.11 Výsledky NLFEM modelů obetonování sloupu a předpokládané únosnosti

Vzorek	V_{NLFEM}	ψ_{NLFEM}	ψ_{CSCT}	V_{EC}	V_{CSCT}	$V_{\check{C}SN}$	V_{ECg2}	V_{prEN}
	[kN]	[mrad]	[mrad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
PG-1	1271	8,9	10,4	1260	1184	1224	1313	1197
PG-2b	540	24	54,2	788	459	1242	820	748
PG-11	1127	13,5	17,9	1042	929	1264	1085	989

U vzorku PG-2b je i pro výpočet dle současného EC2, nového návrhu druhé generace z roku 2016 (ECg2) i nejnovějšího návrhu z 2018 (prEN) dosaženo vyšších hodnot, než jsou výsledky z NLFEM. Je názorné postupné zvyšování bezpečnosti modelu pro desky slabě (PG-2b) a středně (PG-11) vyztužené, Tab. 5.12.

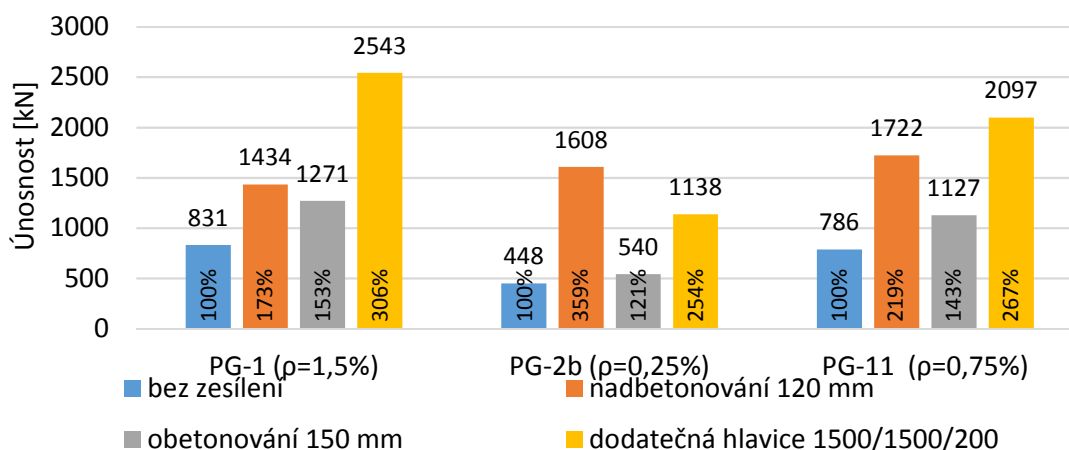
Tab. 5.12 Porovnání výsledků NLFEM modelů obetonování sloupu s normami

Vzorek	V_{NLFEM} / V_{EC}	V_{NLFEM} / V_{CSCT}	$V_{NLFEM} / V_{ČSN}$	V_{NLFEM} / V_{ECg2}	V_{NLFEM} / V_{prEN}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
PG-1	1,01	1,07	1,04	0,97	1,06
PG-2b	0,69	1,18	0,43	0,66	0,72
PG-11	1,08	1,21	0,89	1,04	1,14

5.1.6 Závěr z analytické studie

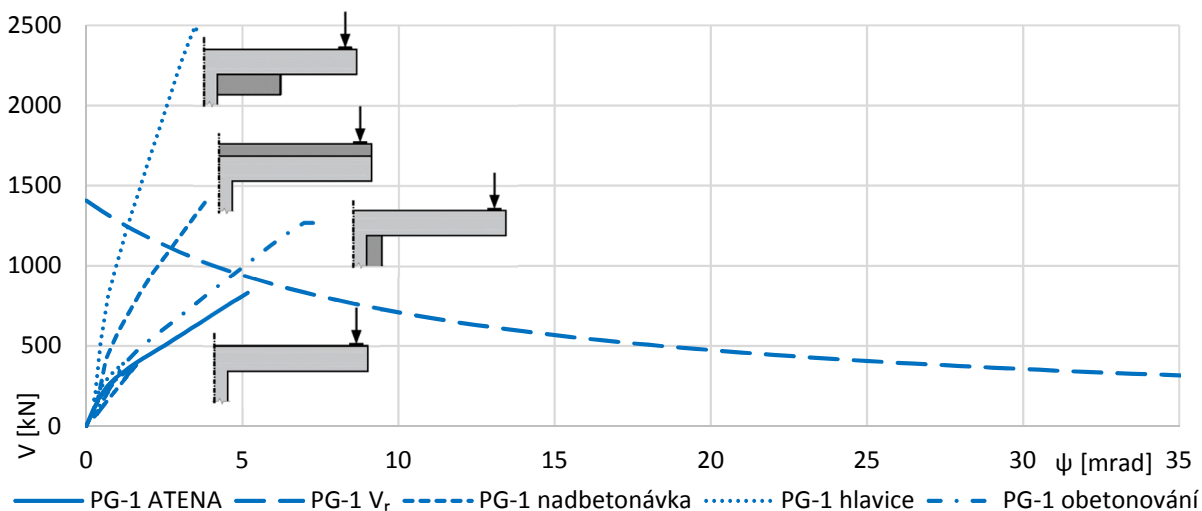
V rámci studie byl nalezen a popsán vhodný způsob modelování konstrukcí desek protlačovaných lokálním zatížením. Byl také verifikován na proběhlých experimentech, kde dosahuje velmi dobré shody s naměřenými hodnotami z reálných zkoušek jak v absolutní únosnosti, tak i v průběhu průhybů, resp. natočení během zatěžování.

Použitý způsob modelování byl aplikován na zesilování desek pomocí dodatečných hlavic okolo sloupu, nadbetonávky desky a obetonování sloupu. Na Obr. 5.60 jsou porovnány jednotlivé zesílené varianty dle stupně vyztužení stávajících desek. Kromě slabě vyztužené desky (PG-2b) modely dosahují největšího navýšení kapacity únosnosti v protlačení v případě dodatečné betonové hlavice. U PG-2b je dosaženo maximálního navýšení pro nadbetonávku, která především přináší efekt posílení ohybové výtzuže desky.

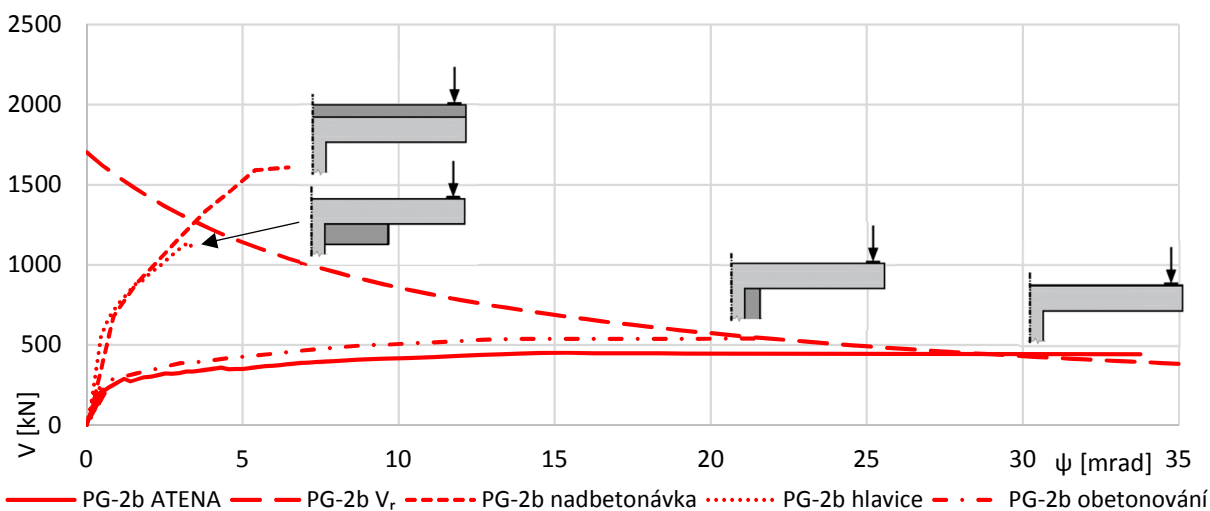


Obr. 5.60 Porovnání NLFEM modelů pro různé způsoby zesílení desky na protlačení

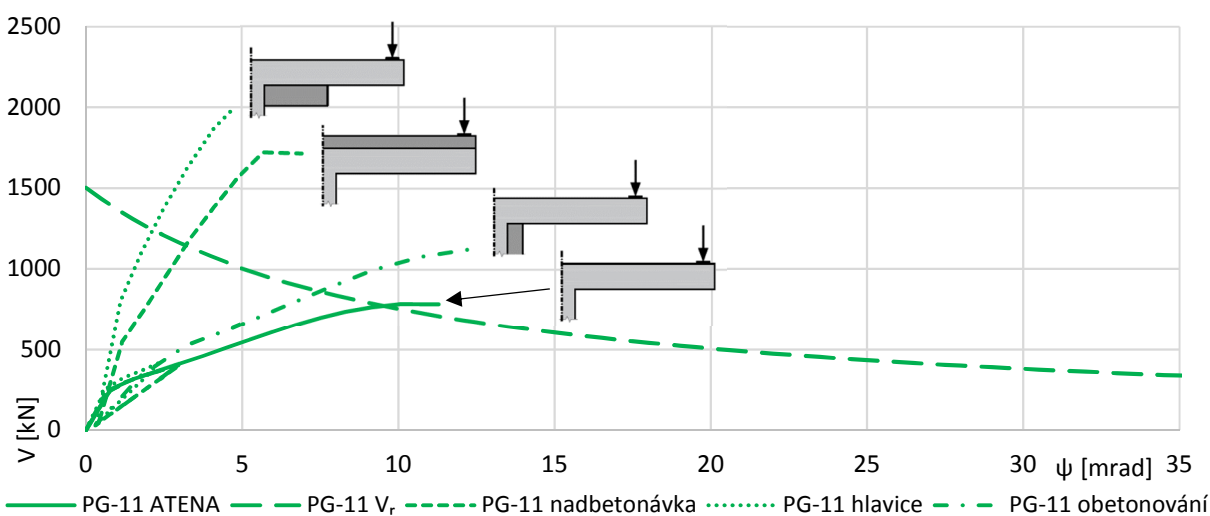
Při porovnání z pohledu diagramů zatížení – pootočení je patrné, že ve všech variantách dojde ke zvýšení tuhosti a tím menším hodnotám pootočení při limitním zatížení. Pro velmi vyztuženou desku PG-1, Obr. 5.61, je únosnost o 77 % vyšší pro betonovou hlavici oproti nadbetonávce při obdobných hodnotách natočení. Pro středně vyztuženou desku PG-11, Obr. 5.63, nadbetonávka vykazuje duktilnější chování a je pouze o 22 % méně únosná oproti betonové hlavici. U slabě vyztužené desky, Obr. 5.62, vykazuje obdobné chování betonová hlavice i nadbetonávka, která je však o 41 % únosnější než dodatečná hlavice.



Obr. 5.61 Porovnání zesilění pro PG-1 ($\rho_l = 1,5\%$) na odezvě zatížení – pootočení



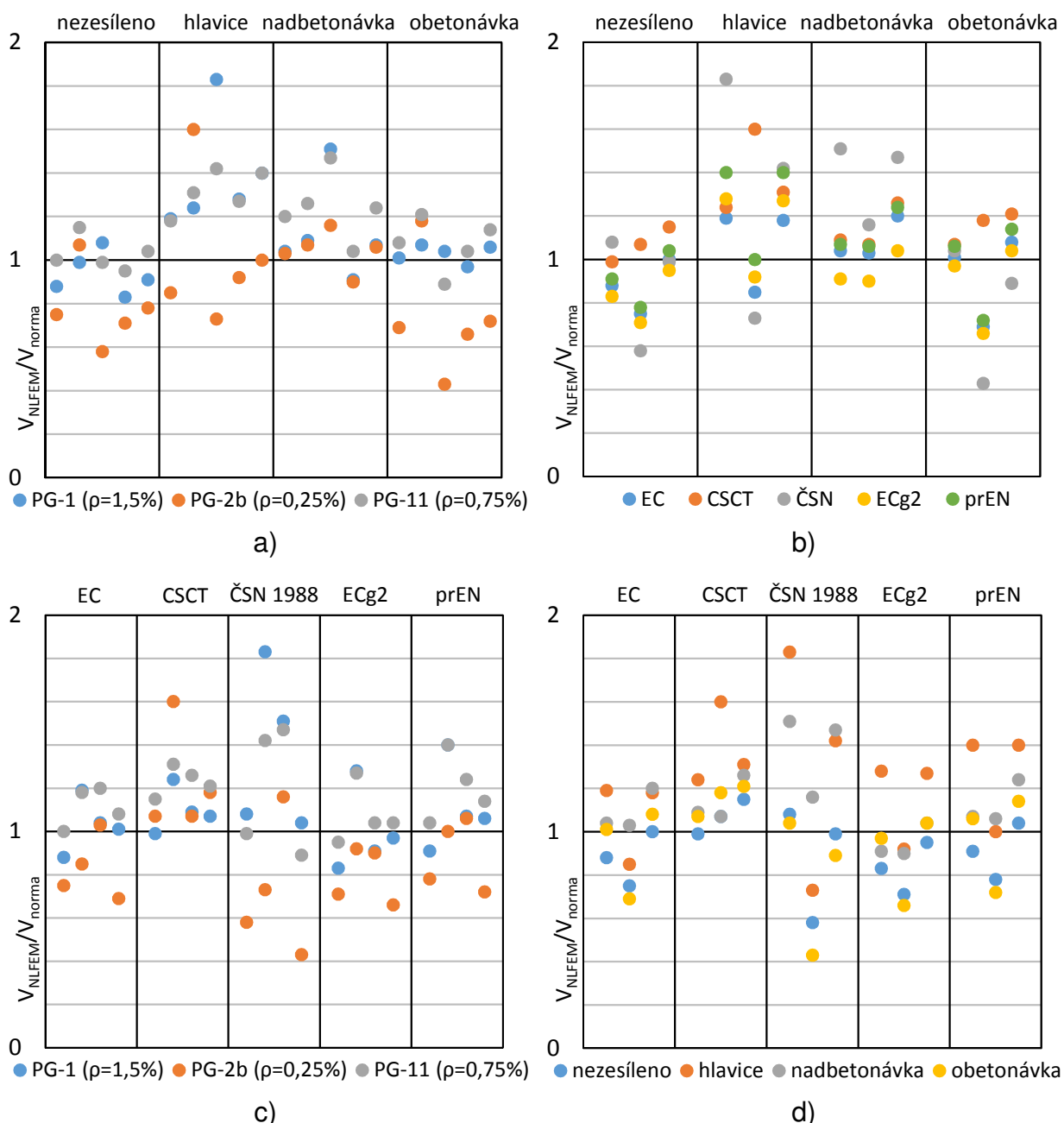
Obr. 5.62 Porovnání zesilění pro PG-2b ($\rho_l = 0,25\%$) na odezvě zatížení – pootočení



Obr. 5.63 Porovnání zesilění pro PG-11 ($\rho_l = 0,75\%$) na odezvě zatížení – pootočení

Pro přehledné vyhodnocení jednotlivých typů zesilění pomocí dodatečné betonové konstrukce a porovnání z hlediska normových přístupů a stupně vyztužení stávající

konstrukce jsou zpracovány bodové grafy v Obr. 5.64. Na svislé ose je vždy uveden poměr V_{NLFEM}/V_{norma} , kde hodnoty menší než 1,0 indikují vyšší velikost únosnosti predikovanou normou oproti výsledku z modelu. Vynesené body pod linií vyznačující poměr 1,0 jsou na straně nebezpečné, oproti tomu hodnoty nad ní jsou na stranu bezpečnou.



Obr. 5.64 Poměr výsledků NLFEM modelů a předpokladů norem a) podle typu zesílení a stupně vyztužení desky, b) podle typu zesílení a druhu normy, c) podle druhu normy a stupně vyztužení desky, d) podle druhu normy a typu zesílení

Zajímavé je porovnání z hlediska normových přístupů, kde pro slabě vyztuženou desku PG-2b ($\rho_l = 0,25\%$) téměř všechny normy predikují vyšší únosnost při zesílení hlavicí a obetonováním sloupu (Obr. 5.64 a). V případě ČSN 73 1201:1986 je vidět

značný rozptyl předpokládaných hodnot únosností jak z pohledu typu sanace (Obr. 5.64 d), tak i z pohledu stupně vyztužení stávající desky (Obr. 5.64 c). Naopak malý rozptyl hodnot vykazuje návrh druhé generace EC2 z roku 2016 (ECg2). Pro předkládané NLFEM modely však dosahuje výpočet dle této normy mírně nadhodnocené výsledky únosnosti. Pro novější návrh z roku 2018 (prEN) došlo k posunutí bezpečnosti modelu. Nad hodnotou 1,0 je v grafech již více výsledků, a tedy jsou méně nadhodnocené. Zároveň se ale nepodařilo odstranit slabinu normy u desek s malým množstvím podélné ohybové výztuže, kde jsou předpokládané únosnosti téměř vždy vyšší oproti NLFEM modelům, resp. experimentům.

Pro stanovení únosnosti konstrukce s hlavicí je problematický obvod vně hlavice, kde oba návrhy nové normy EC2 vykazují výrazně konzervativní hodnoty. Z NLFEM modelů se ukazuje jako vhodné řešení pro středně a silně vyztužené desky úprava určení vzdálenosti nulového momentu vzhledem k líci hlavice. Ovšem je třeba zároveň přistupovat obezřetně k deskám s malým množstvím ohybové výztuže. Autor obecně vnímá problematiku betonových hlavic v návrhu nové normy (prEN) za nejednoznačně definovanou vyžadující ještě podrobnější analýzu před uvedením do praxe.

Doporučení pro návrh sanace protlačení i vlastní realizaci zesílení, které vyplynuly ze studie, jsou shrnuty do následujících bodů:

- Efektivita zvýšení únosnosti v protlačení závisí především na stávajícím ohybovém vyztužení desky. Pro slabě vyztužené desky je možné dosáhnout více než trojnásobného zvýšení únosnosti.
- Nadbetonávka desky je univerzální řešení pro zesílení v protlačení, jelikož zároveň posílí vyztužení stávající desky, a tedy málo závisí na jejím stávajícím vyztužení. Avšak může omezit prostor nad konstrukcí.
- Betonová hlavice je velmi robustní řešení v případě, kdy je potřeba výrazně navýšit únosnost konstrukce. Při volbě vhodného rozměru hlavice je možné dosáhnout 2,5 – 3násobku únosnosti samotné desky bez nutnosti posílení ohybové výztuže desky.
- Obetonování sloupu zvýší únosnost v protlačení pouze nepatrně v porovnání s ostatními variantami. Obdobných hodnot zesílení lze dosáhnout např. dodatečnou smykovou výztuží (viz kapitola 2.3.1) při výrazně menší ekonomické náročnosti. Avšak pokud je primárně obetonování použito pro zesílení sloupu, je možné využít synergického vlivu na posílení únosnosti v protlačení.
- Dodatečná hlavice a obetonování sloupu u desek s malým množstvím horní ohybové výztuže je nutné podrobněji analyzovat a to především, jestli nedojde k porušení ohybem dříve než protlačením. Zároveň je nutno uvážit, zdali není potřeba doplnit horní výztuž (např. pomocí FRP).

- Ruční výpočet dle EC2 udává výrazně vyšší hodnoty únosnosti u slabě vyztužených desek, než jakých bylo dosaženo nelineárním modelováním a výpočtem dle CSCT potvrzených i v rámci experimentů.
- Povrch mezi stávající deskou a přibetonovanou hlavicí je vhodné zdrsnit pro zajištění vyšší únosnosti v protlačení. Ideálně použít takovou technologii, aby na povrchu byly vytvořeny nerovnosti o velikosti min. 3 mm (ve smyslu EC2 a MC 2010).
- Stávající betonovou desku je nutné spřáhnout s novou hlavicí např. vlepením betonářské výztuže na dostatečnou kotevní délku nebo jinak zajistit její zakotvení. Bez provedení tohoto detailu dosahuje únosnost po sanaci výrazně nižších hodnot.
- Dodatečnou hlavici je nutné propojit se stávajícím sloupem vlepením výztuže při horním povrchu, která zajišťuje přenos tahů vznikajících v konstrukci během namáhání.
- Přenos smyku z hlavice je nutné zajistit úpravou povrchu sloupu a dostatečnou únosností výztuže kotvené do sloupu. Za vhodný konstrukční detail je považován smykový ozub vytvořený ve stávajícím sloupu.
- Při návrhu je velmi důležité uvážení délky stávající horní výztuže desky, která bude zasahovat mimo novou hlavici. Podélná výztuž zde musí být dostatečně zakotvena. V opačném případě velmi výrazně klesá únosnost sanace.

5.2 Experimentální část

Na základě podrobné analýzy provedené na NLFEM modelech především pro dodatečné betonové hlavice (kapitola 5.1.3) bylo možné navrhnout tento typ sanace protlačení. Nejednalo se o návrh experimentu, ale reálné konstrukce pro sanaci protlačení stropní desky, na které se měnil způsob využití a výrazně se zvyšovala hodnota zatížení. Do dodatečné hlavice bylo osazeno několik měřících senzorů a odečtené hodnoty byly následně porovnávány s teoretickými předpoklady.

Pro experimentální část bylo nejprve nutné vyřešit, jakým způsobem bude nová hlavice spřažena se stávající deskou, aby byly naplněny předpoklady z NLFEM modelů pro pevné kotvení. V další části jsou uvedena provedená měření na hlavicí a porovnání s teoretickými hodnotami.

5.2.1 Návrh kotvení a aktivace závitových tyčí

S ohledem na předpoklady pevných konců v soudržnosti dle Obr. 5.39 z NLFEM bylo tedy nutné zabývat se vhodným detailem kotvení na horním povrchu desky (pro tento případ byl přístupný), který zároveň umožní aktivovat spřahovací výztuž, resp. kotvení výztuže. Později se ukázalo, že především aktivace výztuže ovlivňuje detail návrhu

sanace. Pro desky bez smykové výztuže je možné využít spřahovací výztuž současně jako dodatečnou smykovou výztuž ve stávající desce.

5.2.1.1 Návrh zkoušky předeptnutí

Pro zajištění parametrů simulující pevné zakotvení jako pro výztuž s rozkovanou hlavou bylo zvoleno doplnění smykové výztuže ve formě závitových tyčí, které byly na konci opatřeny podložkami a matkami. Vnesení tahu do tyčí a tím i aktivaci kotvení bylo zajištěno pomocí utahování matic momentovým klíčem. Během zkoušek byla sledována závislost utahovacího momentu na napětí, resp. přetvoření v závitové tyči. Zkouška byla realizována na konstrukci stropní desky tloušťky 230 mm, kde byly odebrány dva jádrové vrty pro zjištění pevnosti v tlaku s výsledkem 46,5 MPa a 47,5 MPa.

Před samotnou zkouškou byla závislost mezi utahovacím momentem a vnesenou silou odvozena pomocí analogie s třecími spoji v ocelových konstrukcích. Prvotní informace byly čerpány z již neplatné normy ČSN 73 1495 (1986) - Šroubové třecí spoje ocelových konstrukcí [70] a její platné verze z roku 2001 [71], Tab. 5.13. Zde jsou uváděny hodnoty pro danou svěrnou sílu a odpovídající utahovací momenty. V neplatné verzi jsou hodnoty uváděny pro ocel třídy 8G, která je obdobou dnešní třídy 8.8.

Tab. 5.13 Utahovací momenty dle ČSN 73 1495 (1986) a (2001) pro M12

M12 8.8	utahovací moment		
	svěrná síla	matice mazaná MoS ₂	matice lehce naolejovaná
ČSN 73 1495 (1986)	35 kN	65 Nm	93 Nm
ČSN 73 1495 (2001)	37 kN	70 Nm	90 Nm

Další přiblížení k určení vztahu bylo získáno z [72], kde je definován utahovací moment pomocí vzorce

$$T = F \left(\frac{P}{2\pi} + \frac{\mu_T r_T}{\cos \alpha} + \mu_B r_B \right), \quad (5.5)$$

kde F označuje sílu, P stoupání závitu, μ_T součinitel tření závitu, r_T střední poloměr šroubovice závitu, α polovinu úhlu závitu, μ_B součinitel tření matice, d_B střední průměr kontaktu mezi maticí a spojovanými prvky (podložkou).

Hodnoty pro tření byly stanoveny pomocí [73], kde se pro styk ocel-ocel uvádí za suchých podmínek hodnoty 0,15–0,25 a pro použití nástrojových olejů 0,11–0,17. Ve stejné literatuře se uvádí zjednodušený vztah pro přepočítání utahovacího momentu na sílu ve šroubu

$$T = KFd, \quad (5.6)$$

kde je K označováno jako krouticí faktor a d jako nominální průměr. Krouticí faktor je doporučeno uvažovat pro ocel bez povrchové úpravy hodnotou 0,3 a pro pozinkované hodnotou 0,2.

5.2.1.2 Zkouška předepnutí závitové tyče s podložkou Ø 44/4 mm

Jako smyková výztuž byla zvolena závitová tyč M12 třídy 8.8, která byla na obou koncích opatřena podložkami. V první fázi byly zvoleny podložky o rozměrech Ø 44/4 mm. Během utahování nebylo použité žádné mazivo.

Pro závitovou tyč byl vyvrtán otvor Ø 16 mm. Záměrně byl zvolen větší průměr z důvodu protažení kabeláže odporového tenzometru, Obr. 5.65. Předpínání bylo rozděleno do 4 etap, kde se postupně utahovala tyč momentovým klíčem na 42, 70, 84 a 98 Nm. Při vrtání shora přes desku došlo k odprýsknutí betonu na spodním líci desky, přičemž během postupného předpínání došlo ke značné deformaci podložky (Obr. 5.66), která kopírovala tvar odprýsknuté oblasti, Obr. 5.67. Deformace podložky dosahovala až 4 mm, což je v porovnání s výsledky různých typů kotvení smykové výztuže [69] více než desetinásobek pro rozkované konce výztuže.



Obr. 5.65 Umístění odporového tenzometru na závitové tyči před osazením do vrtu

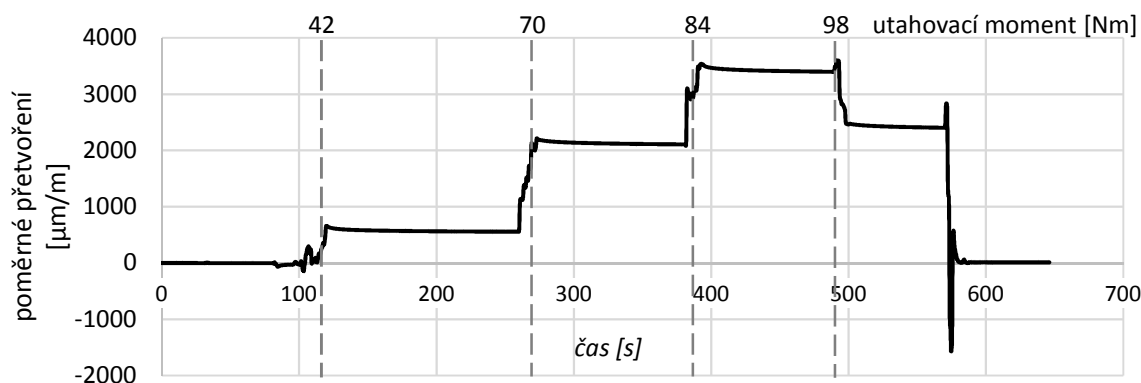


Obr. 5.66 Odprýsknutí betonu při spodním povrchu



Obr. 5.67 Deformace podložky Ø44/4 mm po aktivaci závitové tyče

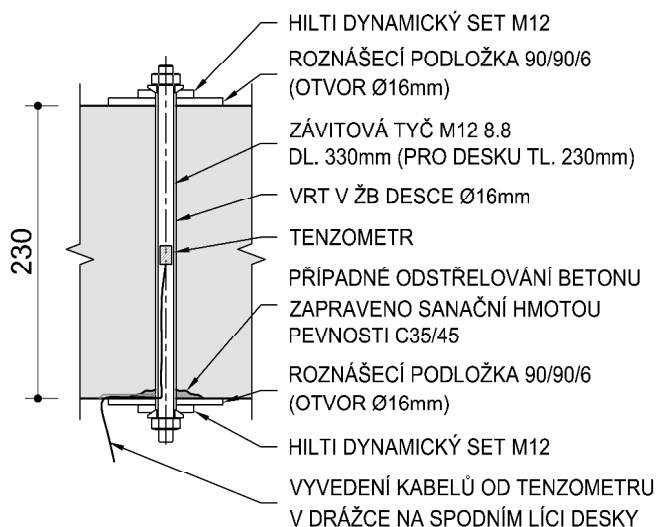
Dalším důležitým poznatkem bylo sledování průběhu předpínání pomocí tenzometru, který byl umístěn jednostranně na závitové tyči. V poslední etapě došlo k neočekávané změně poměrného přetvoření, které se z kladných hodnot dostalo do záporných a signalizovalo tak tlakové namáhání, Obr. 5.68. Tato skutečnost byla po vyhodnocení přisouzena pootočení závitové tyče v otvoru, při němž došlo ke změně namáhání z prostého tahu na namáhání v tahu za ohybu. K tomuto namáhání došlo z důvodu šikmosti provedeného vrtu a použití podložek, které neumožňovaly tento stav eliminovat. Tato zkouška proto nebyla zhodnocena jako průkazná a bylo nutné přehodnotit celý detail kotvení závitových tyčí i měření jejich namáhání.



Obr. 5.68 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitové tyče s podložkou $\text{Ø}44/4$ mm

5.2.1.3 Zkouška předepnutí závitové tyče s podložkou 90/90/6 mm

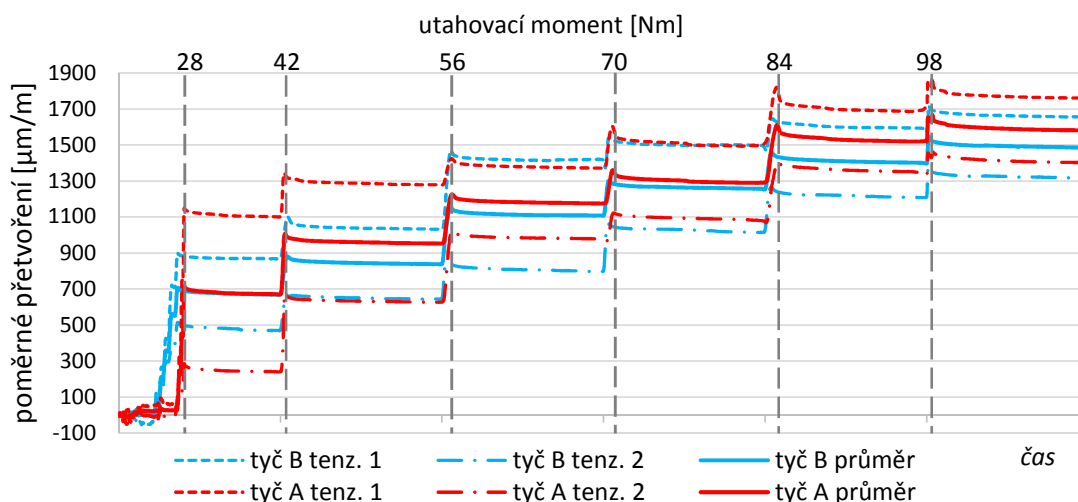
Po zkušenostech s předpínáním s menšími podložkami bylo přistoupeno k zvětšení dosedací plochy roznášecích podložek na velikost 90/90/6 mm s otvorem uprostřed $\text{Ø}16$ mm. Zároveň byl před samotnou zkouškou vyspraven povrch po odprýsknutí betonu sanační maltou o vyšší pevnosti než samotné betonové desky. Pro eliminaci ohybového namáhání v závitových tyčích bylo zvoleno použití výrobku *Hilti dynamický set* [74] s konickými podložkami, Obr. 5.69. Výhoda tohoto setu spočívá i ve vytvořeném otvoru v podložce pro dodatečnou injektáž otvoru, Obr. 5.70. Pro měření poměrného přetvoření byl navýšen počet tenzometrů na dva umístěné na opačných stranách tyče. Tato úprava zajišťuje možnost změření průměrného tahové namáhání i při současném ohybu tyče.



Obr. 5.69 Upravený detail závitové tyče pro měření aktivace pomocí momentového klíče

Obr. 5.70 Podložka 90/90/6 mm s dynamickým setem Hilti na horním povrchu desky

Celkem byly zkoušeny dvě tyče s použitím aktualizovaných detailů. Postupné předpínání oproti předchozímu bylo rozvrženo do 6 etap, kde bylo především přidáno i utažení na 28 Nm.



Obr. 5.71 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitových tyčí s podložkou 90/90/6 mm

Z průběhu zkoušky je patrné, že v počáteční fázi je tyč namáhána více ohybovým namáháním a následně přechází do převládajícího tahu (Obr. 5.71). Vnesení předpětí pomocí momentového klíče pro tyč A i B dobře koresponduje mezi sebou v průběhu celé zkoušky, a to s maximální vzájemnou odchylkou 10 %. Při aktivaci závitových tyčí nedošlo na žádné podložce k měřitelné deformaci.

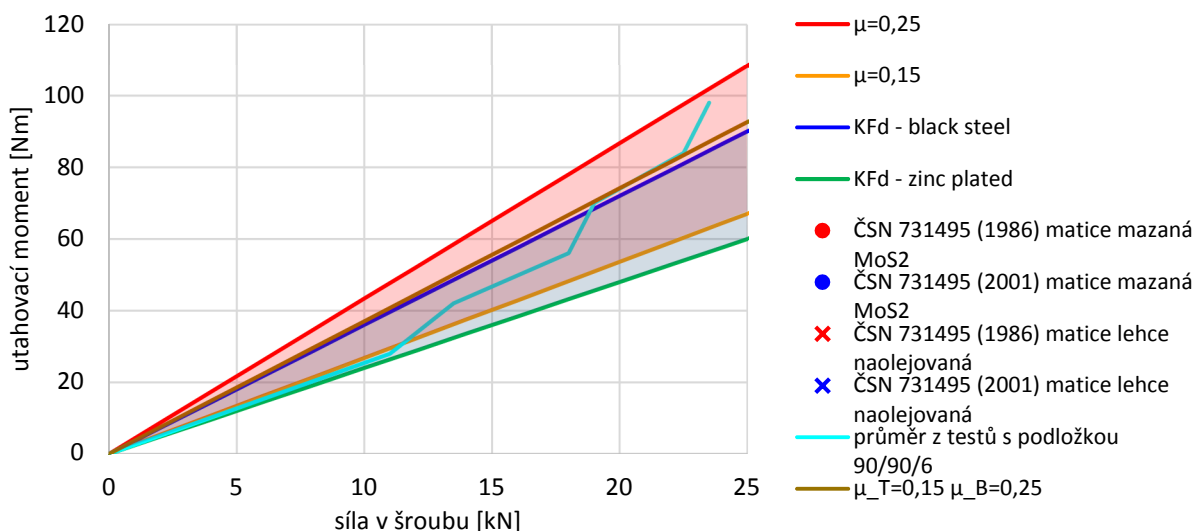
5.2.1.4 Závěr ze stanovení utahovacího momentu

Z průběhu zkoušek bylo zjištěno, že pro kotvení závitových tyčí na líci desky je nutné použít dostatečně velké podložky. V opačném případě dochází ke značné deformaci podložky již při nízké síle v závitové tyči. Je nutné se vyvarovat tomuto poddajnému kotvení, jelikož smyková trhlina při mezním stavu porušení zpravidla dosahuje šířky 1 – 1,5 mm [45] a tedy menších hodnot, než o kolik byla podložka Ø44/4 zdeformována. Zároveň by poddajností svého kotvení nesplňovala požadavky z NLFEM modelů.

Při vynesení křivky závislosti síly v šroubu na velikosti utahovacího momentu v Obr. 5.72 je výrazný rozptyl hodnot podle výše zmíněných přístupů. Křivka popisující záznam z experimentálního měření na reálné konstrukci se nachází v předpokládaných mezích, avšak nekoresponduje zcela s představenými přístupy.

Pro aproximaci naměřených hodnot je tedy doporučena úprava vztahu (5.5) s uvažováním součinitele tření v závitech pro obyčejnou ocel $\mu_T = 0,15$ a pro tření mezi maticí a podložkou na hodnotu $\mu_B = 0,25$, která odpovídá drsnějšímu povrchu při žárovém zinkování.

Pro navržený detail kotvení byl z provedených zkoušek odvozen vztah pro vhodný převod utahovacího momentu na sílu v závitové tyči a také byla odzkoušena velikost podložky, u které nedochází při aktivaci tyče k deformaci. Zároveň byl odzkoušen způsob měření přetvoření závitové tyče dvojicí odporových tenzometrů.



Obr. 5.72 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitových tyčí s podložkou

5.2.1.5 Opatření pro použití v exteriéru

Některé závitové tyče byly instalovány na desce, která zároveň tvořila střešní desku pro budoucí střechu objektu. Na horním povrchu byly podložky a závitové tyče osazeny do připravených kapes, které byly zality cementovou zálivkou. Hydroizolace střechy však nebyla provedena hned v navazujícím kroku. Neochráněná konstrukce tak byla vystavena cca 3 měsíce působení vnějších vlivů Obr. 5.73. Během této doby se u méně kvalitně provedené zálivky ukázala koroze roznášecích podložek, sférických podložek HILTI setu i matic závitových tyčí, viz Obr. 5.74 a Obr. 5.75.

Tento efekt je způsoben kontaktem mezi ocelovou roznášecí podložkou a HILTI dynamickým setem, který má zinkový žárový povlak. Například v normě ČSN 73 3610 pro klempířské konstrukce [75] je v Tabulce D.4 výslovně uvedeno, že je nutné styk těchto dvou materiálů vyloučit. Při působení vody dochází mezi dílčími částmi k rychlé elektrolytické korozi.



Obr. 5.73 Kotvení závitových tyčí na horním povrchu v zapuštěných kapsách



Obr. 5.74 Podložka 90/90/6 mm s dynamickým setem Hilti na horním povrchu desky s počínající korozí



Obr. 5.75 Porovnání nové a zkorodovaných sférických podložek z HILTI dynamického setu

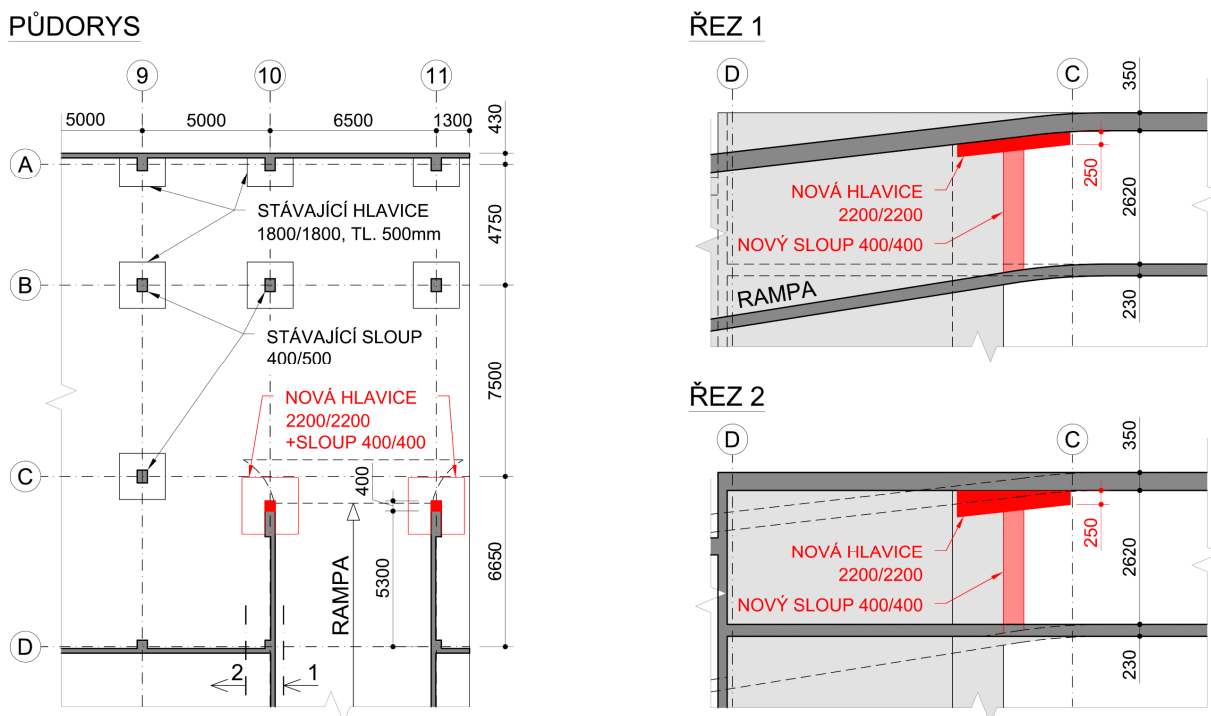
5.2.2 Měření na dodatečné betonové hlavici

Byla sanovaná monolitická betonová konstrukce z roku výstavby 2009, u které došlo ke změně požadavků na využití stropní desky. Původní užitné zatížení uvažovalo s využitím jako garáže (jednalo se o vnitřní stropní desku s několika patry konstrukcí nad), ale nově deska měla tvořit střešní konstrukci pro zelenou střechu s významným ostatním stálým zatížením a zároveň i větším užitným. V takovém případě obvykle není možné provést sanaci dodatečnou smykovou výztuží (kap. 2.3.1) nebo posílení ve formě FRP výztuže (kap. 2.3.4). Naopak je nutné zvolit robustní řešení, které významně zvýší únosnost konstrukce v protlačení anebo vnutí konstrukci jiné statické schéma, kde nebude konstrukce náchylná na porušení v protlačení (dodatečné průvlaky apod.).

Schéma tvaru zesilované oblasti včetně navržené sanace je na Obr. 5.76. Střešní deska tloušťky 350 mm je bodově podepřena na vnitřních železobetonových sloupech. Na krajních osách A a D jsou umístěny podélné železobetonové stěny. U každého sloupu je zvětšena tloušťka stropní desky na 500 mm. V oblasti C/10 – C/11 je umístěna rampa spojující dvě mezipatra. V těchto místech je tak větší rozpon konstrukce o 1,35 m oproti běžnému rastru. U stávajících stěn podél rampy však není umístěna hlavice. Právě pro tento detail byla navržena sanace ve formě betonové hlavice společně s rozšířením stěny pro zkrácení rozponu desky. Zesílení na protlačení u stávajících sloupů s hlavicemi nebylo nutné, jelikož v hlavicích byla umístěna smyková výztuž, která výrazně zvýšila únosnost tohoto detailu.

Konstrukce nových hlavic je velmi atypická, jelikož je rozdělena na dvě poloviny stávající stěnou, která zároveň definuje různé tvary stropní desky. V řezu 1 na Obr. 5.76 je tak tvar hlavice rovnoběžný s rampou v její podélném sklonu. V řezu 2 na Obr. 5.76 horní povrch hlavice kopíruje vodorovnou stropní desku, ale spodní povrch reflektuje tvar hlavice v místě rampy a má proměnnou tloušťku. Hlavice mají směrem k ose B v nejvzdálenějším místě tloušťku 250 mm, která je zároveň i minimální tloušťkou. Sanace

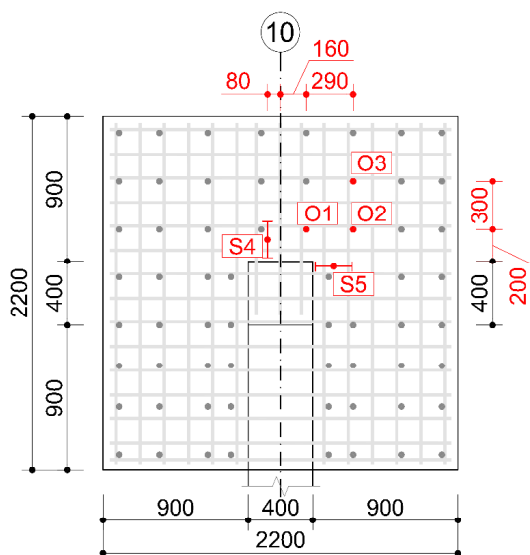
na obou prvcích je osově symetrická vzhledem k umístění rampě. Podrobnější výkres sanace včetně veškeré výztuže je součástí této práce a nalézá se v Příloze 2.



Obr. 5.76 Schéma umístění hlavice v konstrukci (půdorys + řezy)

Pro měření byla zvolena hlavice na ose C/10, jelikož jí odpovídá větší zatěžovací plocha. Do armokoše betonové hlavice bylo osazeno měření před její betonáží. Na úrovni spodní výztuže byly do vzájemně kolmých směrů instalovány strunové tenzometry, které umožňovaly i měření teploty konstrukce. Na tři vybrané pruty sřahovací výztuže byly osazeny odporové tenzometry. Závitová tyč byla opatřena na koncích podložkami pro její řádné kotvení – viz kapitola 5.2.1. Na každé tyči byla umístěna v jednom místě vždy dvojice tenzometrů na protějších površích tyče. Půdorysné rozvržení jednotlivých tenzometrů včetně definice polohy vůči stávající konstrukci je na Obr. 5.77. Pohled na osazené strunové tenzometry a vedení kabeláže od odporových tenzometrů je patrné z Obr. 5.78. Měření na odporových tenzometrech bylo uvažováno jako doplňkové k strunovým tenzometrům, které v tomto případě mají mít lepší vypovídající hodnotu o chování konstrukce.

Hlavice byla vybetonována se sloupem v květnu 2016. Čtyři betonážní a odvzdušňovací otvory byly umístěny v horní desce a jeden v rozšíření stěny. Tím bylo společně s použitím samozhutnitelného betonu zajištěno dobré probetonování spáry na spodním povrchu desky. Byl použit beton třídy C35/45 XC4, XD2 s maximální velikostí frakce kameniva 16 mm a třídou SF1 dle stupně rozlití kužele. Při betonáži byly odebrány 2 vzorky tvaru krychle o hraně 150 mm pro následnou zkoušku pevnosti betonu. Laboratorní zkouškou po 28 dnech byla naměřena pevnost v tlaku 60,7 MPa a 58,8 MPa.



Obr. 5.77 Půdorysné umístění strunových tenzometrů (S) a závitových tyčí s odporovými tenzometry (O) v hlavici

Obr. 5.78 Pohled na osazené tenzometry v armokoši hlavice

Ve stávající desce přímo v místě hlavice byl proveden jádrový vývrt a na vzorku byla zkoušena pevnost v tlaku. Zkoušené těleso bylo tvaru válce s průměrem 100 mm a výškou také 100 mm. Těleso se porušilo při síle odpovídající napětí 55,7 MPa. V okolí hlavice byly dále provedeny další dva odběry vzorků, na kterých byla dosažena pevnost těles 48,4 MPa, resp. 50,8 MPa. Vzhledem k rozměrům těles se považují získané hodnoty pevností betonu v tlaku za krychelné. Při zatřídění podle EN 1990 přílohy D7.2 [76] je uvažován neznámý variační součinitel a normální rozdělení, pak je charakteristická krychelná hodnota pevnosti $f_{ck,cube} = 39,1 \text{ MPa}$. Konstrukce tak spadá do třídy betonu C30/37. Na svislých konstrukcích byl v této oblasti odebrán i jeden vrt ze sloupu o stejných rozměrech jako pro desku. Dosažená pevnost na vzorku při zkoušce byla 59,8 MPa. Původní projektovaná třída betonu byla C35/45.



Obr. 5.79 Pohled na armokoš hlavice a prodloužení stěny



Obr. 5.80 Celkový pohled na dokončenou konstrukci

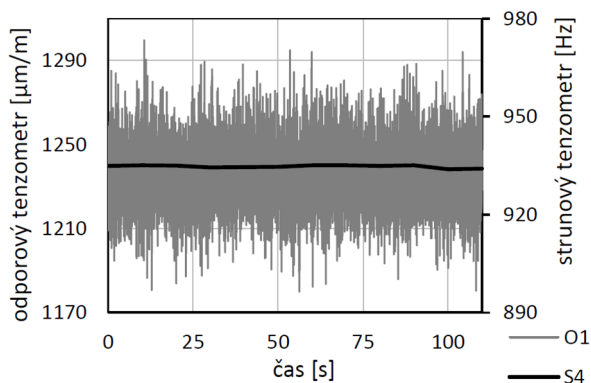
Pohled na sestavenou kompletní výztuž konstrukce před zaklopením bednění je na Obr. 5.79. Výsledná sanace ve formě dodatečné betonové hlavice společně s rozšířením betonové stěny je na Obr. 5.80.

Před změnou zatížení sanované desky byly nad ní prováděny bourací práce v době, kdy již byla vybetonovaná konstrukce hlavice. V období pohybu těžké demoliční techniky byla deska podepřena v hustém rastru provizorními stojkami. Maximální zatížení tvořil demoliční bagr o celkové fáze 59,4 t, Obr. 5.81. V průběhu pojezdu probíhalo měření na zabudovaných senzorech, na kterých se ukázalo, že odporové tenzometry jsou více citlivé na pojezd oproti strunovým tenzometrům. Na Obr. 5.82 je zobrazen záznam z měření pro úsek 110 vteřin, kde jsou meze pro obě svíslé osy definovány jako 10 % z měřené veličiny. Pro odporový tenzometr je rozptyl hodnot 89,4 $\mu\text{m}/\text{m}$, ale variační koeficient je pouze 0,8 %. Pro strunový tenzometr je rozptyl 0,154 Hz a variační koeficient 0,04 %.

Před zahájením pojezdu těžkou mechanizací byla konstrukce desky zaměřena a podrobně výškově zaměřena. Následně po ukončení bouracích prací a odstranění provizorních stojek byla konstrukce opětovně zaměřena. Z měření vyplynulo, že v žádné části desky nedošlo ke zvýšení deformací, které by signalizovalo vznik nových trhlin. Podle nejnovějších poznatků pro určení únosnosti v protlačení existuje závislost únosnosti s pootočením desky, které zohledňují fyzikálně materiálové modely MC 2010 a CSCT. Bylo tak možné konstatovat, že stavebními pracemi nedošlo ke snížení zbytkové únosnosti v protlačení.



Obr. 5.81 Zatížení sanované stropní desky demoličním bagrem o celkové hmotnosti 59,4t

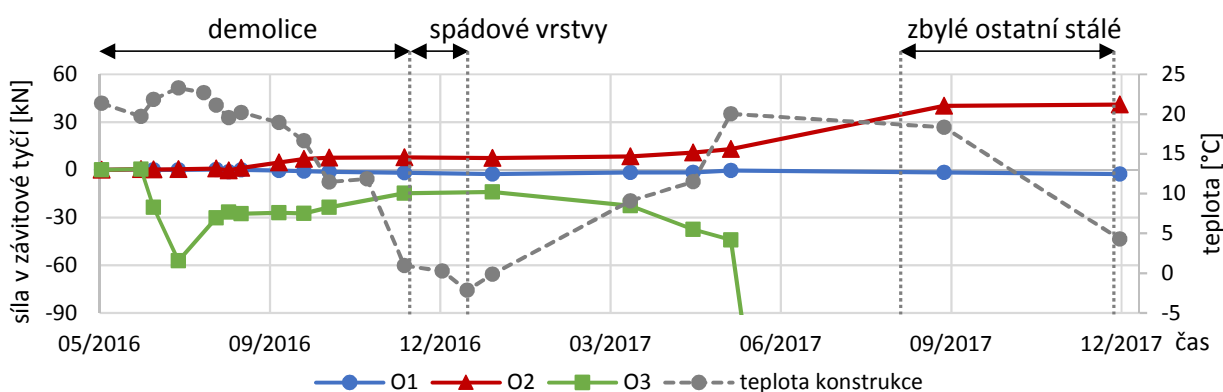


Obr. 5.82 Záznam z měření na tenzometrech při pojezdu demoličním bagrem

V prosinci 2016 byly na desce vytvořeny spádové vrstvy pro budoucí střechnu objektu. Průměrná přepočtená hodnota zatížení na celou plochu konstrukce byla 3,41 kN/m^2 . Dále je v NLFEM modelech podrobně zohledněna nerovnoměrnost aplikovaného zatížení. Až následující rok v prosinci 2017 byly dokončeny zbylé vrstvy pro střechnu. Průměrná přepočtená hodnota přírůstku stálého zatížení na konstrukci je 6,23 kN/m^2 . Je nutné poznamenat, že v oblasti pole B-C/10-11 je umístěna střešní vpust, takže hodnota ostatního stálého zatížení v první etapě je 2,82 kN/m^2 , respektive 8,43 kN/m^2 ve druhé etapě po aplikaci zbylého zatížení.

Měření bylo v počáteční fázi uskutečňováno v intervalech po 14 dnech, následně byl interval prodloužen na 1 měsíc a pro poslední dvě etapy na 4 měsíce. Na Obr. 5.83 jsou zobrazeny na časové ose získané hodnoty z odporových tenzometrů na spřahující výztuži, respektive přepočtené hodnoty na sílu v tyči přes předem laboratorně kalibrovaný vztah. Již ve 3. a 4. etapě měření došlo u senzoru O3 k abnormálním hodnotám a následně po květnu 2017 udával sensor hodnoty mimo rozsah, proto byl z vyhodnocení vyloučen. Sensor O1 po celou dobu vykazoval hodnoty blížíící se nulové hodnotě síly v tyči. Sensor O2 jako jediný zaznamenal v době aplikace druhé etapy stálého zatížení nárůst síly v tyči.

Poslední měření na odporových tenzometrech se uskutečnilo v květnu 2018, bohužel všechny senzory vykazovaly hodnoty zcela mimo rozsah měřících přístrojů, takže byly ze souboru vyloučeny a nejsou ani zobrazeny. Měření bylo prováděno na kabelech opatřených konektory a vyvedených mimo konstrukci. Čtení dat probíhalo skrze přístroj HBM Quantum X MX840 do pracovního notebooku, kde byla data zaznamenána.

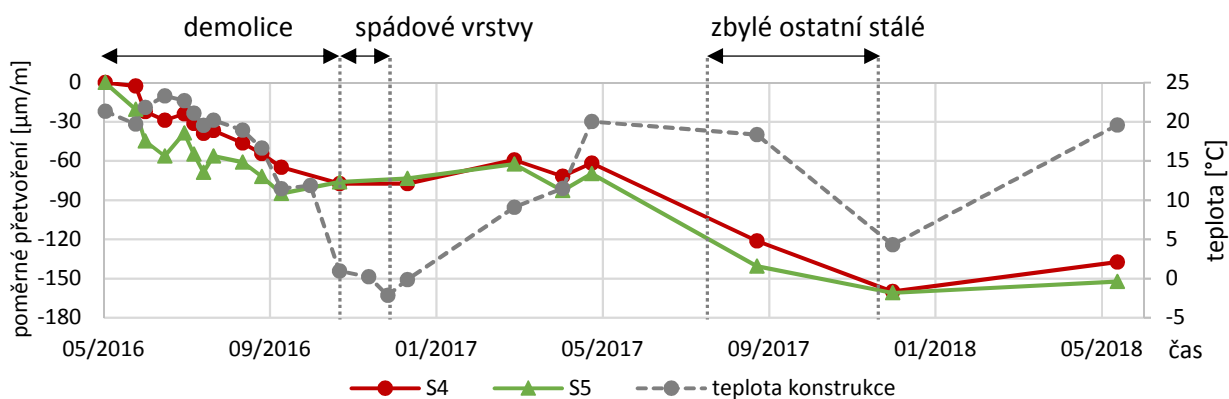


Obr. 5.83 Naměřená data pro odporové tenzometry na dodatečné hlavici

U strunových tenzometrů se očekávalo zachycení přetvoření vlivem smršťování nového betonu, jak bylo popsáno v předcházející kapitole. Na Obr. 5.84 je v prvních 6 měsících patrný nárůst přetvoření v navzájem kolmých směrech v obdobných hodnotách až do 85 $\mu\text{m}/\text{m}$. Při porovnání s hodnotou pro beton C35/45 dle Obr. 5.43 by se měla hodnota smršťování pohybovat kolem 180 $\mu\text{m}/\text{m}$. Skutečně naměřené hodnoty přetvoření od smršťování mohou být způsobeny použitou recepturou samozhutnitelného betonu a také okrajovými podmínkami ve styku s původní konstrukcí.

V listopadu 2016 došlo k ustálení hodnot a následně do května 2017 strunové tenzometry nevykazovaly výrazný rozdíl v přetvoření. Nebyla tak zaznamenána výrazná změna v průběhu realizace spádových vrstev. V rámci aplikace druhé etapy ostatního stálého zatížení již tenzometry zaznamenaly změnu přetvoření. Po ukončení povrchových vrstev v prosinci 2017 a následně nejaktuálnější měření v květnu 2018 vykazuje ustálenou hodnotu přetvoření strunových tenzometrů.

Při každém odečtu hodnot byla zároveň zaznamenána teplota konstrukce. V letních měsících dosahovala hodnoty až 24 °C. Na přelomu roku 2016 a 2017 teplota konstrukce klesla na -3 °C.

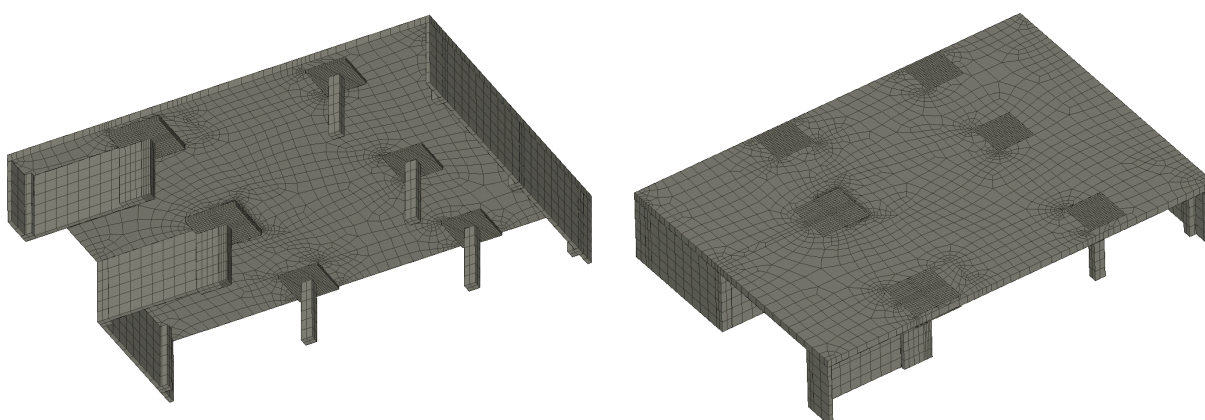


Obr. 5.84 Naměřená data pro strunové tenzometry na dodatečné hlavici

5.3 NLFEM model pro experimentální měření a jejich porovnání

Pro vyhodnocení dat z experimentálních měření je sestaven model výseku dotčené konstrukce uvedené na Obr. 5.76 ve stejné softwaru Atena 3D v5, jako je provedená parametrická studie zesilování konstrukcí (kapitola 5.1). S výhodou je použita kombinace prvků typu *shell* pro desku a typu *brick* pro oblast dodatečné hlavice, kde je již rozhodující smykové porušení. Pohled na model konstrukce včetně zobrazené sítě konečných prvků je na Obr. 5.85.

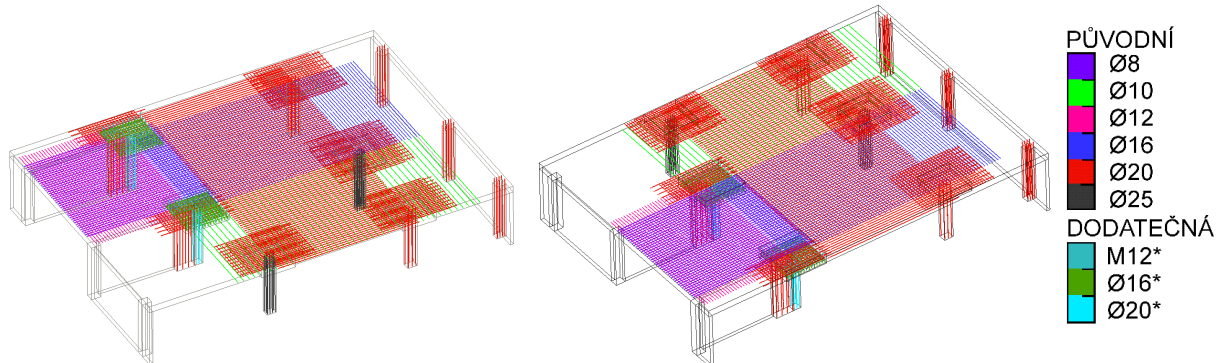
V rámci modelu není zohledněna šikmost rampy, jelikož v této oblasti se neočekává rozhodující porušení. Zároveň by se do modelu vnášela nejasnost ohledně skutečné geometrie vyztužení rampy. Jak je dále ukázáno, tak k porušení nedochází v šikmé části rampy.



Obr. 5.85 Pohled na model výseku konstrukce se sítí konečných prvků (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)

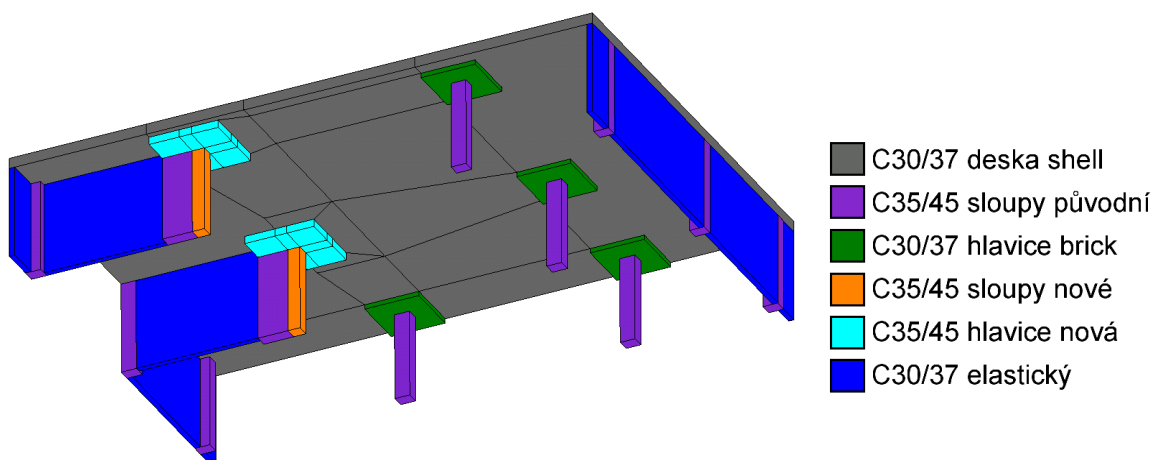
Výztuž je do modelu zadána podle dokumentace ke stávající konstrukci, jejíž shoda byla na několika místech ověřena. Při spodním povrchu je umístěna kari-sít $\text{Ø}8/150 \text{ mm} - \text{Ø}8/150 \text{ mm}$. Jelikož je výztuž uvažována v celé ploše, je zohledněna jako rozetřená výztuž (*smearred reinforcement*) v materiálovém modelu. Ostatní výztuže jsou vymodelovány diskretní formou a jsou patrné z Obr. 5.86. Při spodním povrchu jsou dále

příložky v poli mezi osami B-C výztuž $\varnothing 20/150$ mm, mezi osami 9-10 $\varnothing 10/300$ mm, mezi osami 10-11 $\varnothing 16/150$ mm. Pro část u rampy je spodní výztuž $\varnothing 16/150$ mm. Horní povrch je vyztužen pouze lokálně nad stávajícími sloupy v rastru $\varnothing 20/125$ mm, resp. $\varnothing 20/150$ mm nad sloupem B/11. Výztuž dodatečné hlavice je popsána v Příloze 2.



Obr. 5.86 Pohled na model výseku konstrukce s diskrétní výztuží (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)

Vybraným svislým konstrukcím je pro optimalizaci výpočetního času přiřazen elastický materiál s parametry betonu. V těchto konstrukcích nebylo dosaženo při zatěžování napětí nad tahovou pevnost betonu, a proto je toto zjednodušení možné. Pro sloupy jsou použity skutečné materiálové parametry včetně diskrétní výztuže. Základní rozdělení materiálu na konstrukci je uvedeno na Obr. 5.87.



Obr. 5.87 Pohled na model výseku konstrukce s diskrétní výztuží (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)

Vytvořený model je modifikován do dvou základních variant. V první variantě jsou použity parametry materiálu dle tříd betonu (EC2) uvedených na Obr. 5.87 a slouží pro stanovení globální bezpečnosti konstrukce. Zároveň je vytvořen i podružný model, kde je beton C30/37 nahrazen původně projektovaným C25/30. Druhý základní model je použit pro vyhodnocení naměřených hodnot přetvoření. V tomto případě se nepracuje s normovými třídami betonu, ale přímo s charakteristikami naměřenými na odebraných vzorcích betonu. Přehled základních materiálových parametrů pro beton vstupujících do výpočtu je v Tab. 5.14. Pro modul pružnosti betonu je použit doporučený vzorec dle fib Bulletin 1 [77]

$$E = \alpha_E E_{C0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3}, \quad (5.7)$$

kde je α_E součinitel pro typ kameniva (uvažován křemen $\alpha_E = 1$), f_{cm} střední hodnota pevnosti betonu, $E_{C0} = 2,15 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ a $f_{cm} = 10 \text{ MPa}$. Pro betony dle EN 1992-2 [78] jsou použity hodnoty modulu pružnosti definované touto normou.

Tab. 5.14 Vstupní materiálové charakteristiky pro jednotlivé modely

materiály	f_c	f_{ct}	E	G_F
	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[N/m]
deska C25/30 (EN 1992-2)	-21,1	1,52	31,0	133,9
deska C30/37 (EN 1992-2)	-25,3	1,69	32,0	137,2
sloupy a stěny C35/45 (EN 1992-2)	-29,5	1,86	34,0	140,2
deska skutečná pevnost	-48,5	3,54	36,4	146,8
sloupy a stěny skutečná pevnost	-52,0	3,74	37,3	148,7

Pro výztuž je mez kluzu uvažována jako $1,1f_{yk} = 550 \text{ MPa}$ a mez pevnosti v hodnotě 578 MPa . Modul pružnosti pro výztuž je 200 GPa .

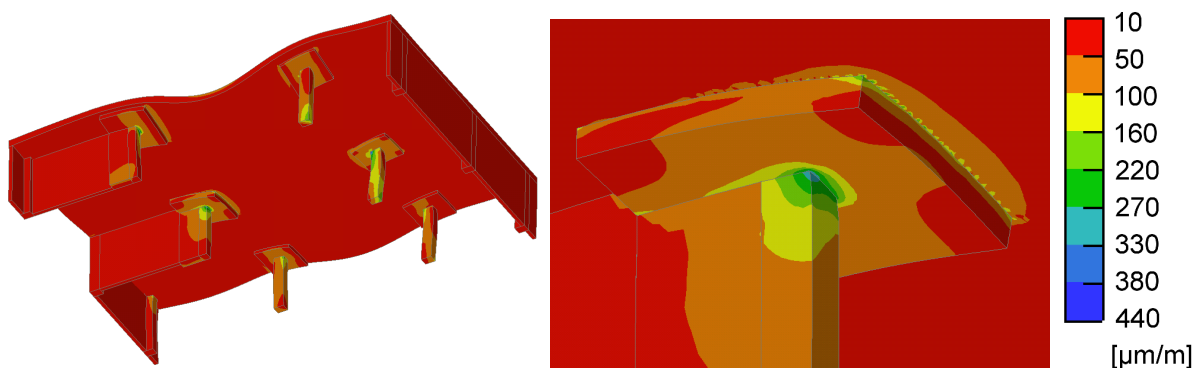
5.3.1 Vyhodnocení přetvoření na modelu konstrukce

Strunové tenzometry jsou porovnávány s teoretickými hodnotami z NLFEM modelu. Naměřená data jsou očištěna o vliv smršťování v počáteční fázi, a tak je porovnáván pouze přírůstek od zatížení mezi první a druhou etapou aplikace ostatního stálého zatížení. Ve směru většího rozpětí mezi osami B a C jsou hodnoty přetvoření na tenzometru S4 (Tab. 5.15) prakticky totožné s hodnotami z modelu. Kolmo na tento směr je umístěn tenzometr S5, kde NLFEM model udává přibližně dvě třetiny z hodnoty skutečně naměřené. Tento rozdíl lze pravděpodobně přisoudit výškovému uklonění desky u rampy, které není zahrnuto v modelu. Vzhledem ke skutečnosti, že se jedná o měření na reálné konstrukci, a ne v laboratorních podmínkách, je dosažené přiblížení ke skutečně naměřeným hodnotám velmi dobré.

Tab. 5.15 Porovnání naměřených hodnot přetvoření na konstrukci s NLFEM modelem

Tenzometr	od druhé etapy ostatního stálého zatížení		
	Naměřené přetvoření [μm/m]	Přetvoření NLFEM model [μm/m]	Poměr přetvoření NLFEM / naměřené
S4	-88,3	-87,0	0,99
S5	-78,2	-51,0	0,65

Na Obr. 5.88 je uvedeno minimální hlavní přetvoření na konstrukci po aplikaci druhé etapy ostatního stálého zatížení. Jedná se o zobrazení přetvoření na povrchu betonu, avšak strunové tenzometry jsou umístěny cca 5 cm uvnitř konstrukce. Této skutečnosti je upravena síť konečných prvků a přetvoření uvedené v Tab. 5.15 je odečteno v uzlech uvnitř konstrukce.



Obr. 5.88 Minimální hlavní poměrné přetvoření (vlevo spodní pohled, vpravo detail u hlavice C/10)

5.3.2 Globální spolehlivost konstrukce

Pro stanovení bezpečnosti konstrukce byl použit přístup dle EN 1992-2, který obecně vykazuje ze všech způsobů pro vyhodnocení míry bezpečnosti konstrukce nejkonzervativnější výsledky [79]. Tento přístup je v souladu i s přístupem pro stanovení globální bezpečnosti konstrukce dle MC 2010. Předchozí model s materiálovými charakteristikami dle odebraných vzorků byl mírně upraven tak, že vznikly dva dílčí modely s původně projektovanou třídou betonu C25/30 a se zatříděním z odebraných vzorků na C30/37. Pro každou třídu betonu jsou zároveň sestaveny modely nesanované konstrukce a zesílené pomocí dodatečné hlavice.

Uvažované hodnoty zatížení jsou uvedeny v Tab. 5.16 a k nim jsou doplněny hodnoty dílčích součinitelů. Poslední sloupec v tabulce uvádí celkovou hodnotu návrhového účinku zatížení.

Tab. 5.16 Zatížení konstrukce včetně dílčích součinitelů pro určení návrhového účinku

Varianta	Dílčí souč. [-]	Vlastní tíha [kN/m ²]	Dílčí souč. [-]	Ostatní stálé [kN/m ²]	Dílčí souč. [-]	Užitné zatížení [kN/m ²]	Návrhový účinek [kN/m ²]
Původní účel (garáže)	1,35	8,75	1,35	0,5	1,5	2,5	16,24
Nový účel (zelená střecha)	1,35	8,75	1,35	10	1,5	5,0	32,81

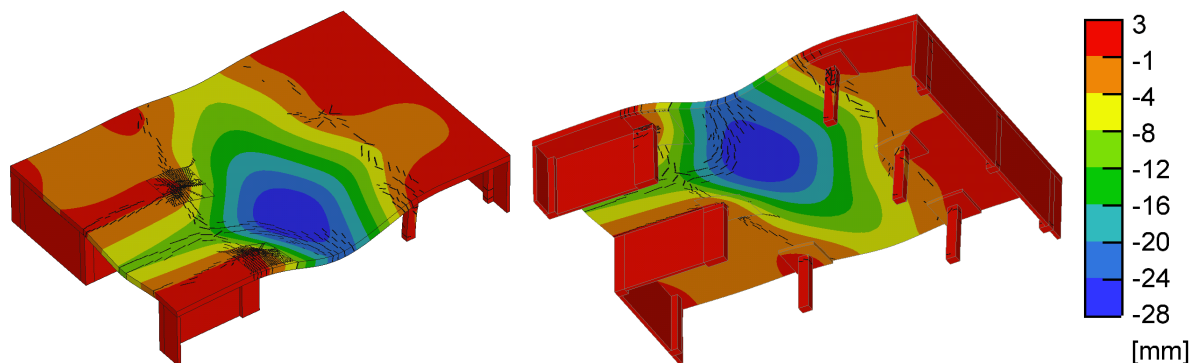
Porovnání návrhového účinku s únosností konstrukce při porušení je vypsáno v Tab. 5.17. Jsou zde uvedeny vždy dvojice původní a sanované konstrukce pro různé třídy betonu. Únosnost dle EN 1992-2 je stanovena jako úroveň zatížení při kolapsu konstrukce z nelineárních modelů podělená globálním součinitelem bezpečnosti 1,27 [78]. Zjištění této úrovně zatížení je dosaženo postupným zvyšováním hodnoty rovnoměrného zatížení horního povrchu desky při použití řešiče Arc-Length. Tato metoda automaticky snižuje úroveň zatížení dílčího výpočtového kroku po zastížení vrcholu křivky pro absolutní únosnost konstrukce a následně je možné popsat i chování konstrukce v post-kritické fázi.

Tab. 5.17 Porovnání účinku zatížení a únosnosti konstrukce dle EN 1992-2

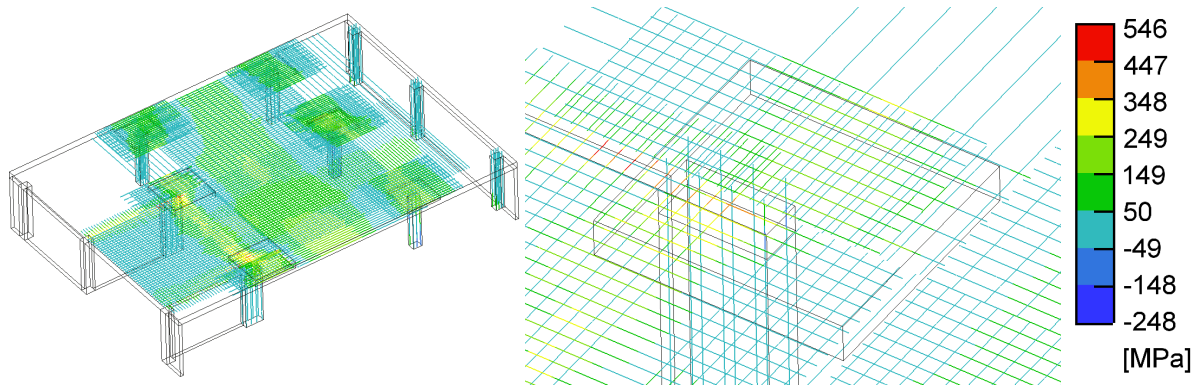
Varianta	Návrhový účinek [kN/m ²]	Zatížení při porušení [kN/m ²]	Globální součinitel bezpečnosti [-]	Únosnost dle EN 1992-2 [kN/m ²]	Využití [-]	Typ porušení
Původní konstrukce C25/30	16,24	25,50	1,27	20,08	0,81	protlačení
Původní konstrukce C30/37	16,24	27,40	1,27	21,57	0,75	protlačení
Zesílená konstrukce C25/30	32,81	46,20	1,27	36,38	0,90	ohybové
Zesílená konstrukce C30/37	32,81	46,95	1,27	36,97	0,88	ohybové

Je zřejmé, že původní konstrukce vyhoví v obou variantách modelů na původní zatížení. Ale nevyhoví již na nové zvýšené zatížení, a proto také bylo navrženo její zesílení. Sanovaná konstrukce prokazuje výrazné zvýšení globální únosnosti, které zároveň splňuje nároky pro globální bezpečnost konstrukce. Ačkoliv je využití sanované konstrukce mírně vyšší, tak především díky dodatečné betonové hlavici je dosaženo jiného typu porušení. Náhlý způsob ve formě protlačení je nahrazen porušením ohybovým, které má duktilnější charakter a je tedy příznivějším způsobem kolapsu, jelikož je provázené průvodními jevy jako je nadměrný průhyb a vznik viditelných trhlin. Je nutné poznamenat, že návrh sanace byl proveden před vytvořením globálního nelineárního modelu. Ohybové porušení a porušení protlačení byly vyšetřovány odděleně.

Na Obr. 5.89 je zobrazena svislá deformace modelu původní konstrukce v kroku před porušením protlačení včetně zobrazení vzniklých trhlin. Znatelný je rozvoj trhlin především v oblasti na horním povrchu desky na koncích stěn. Z pohledu napětí v betonářské výztuži na Obr. 5.90 je patrné, že pouze ojedinělé pruty jsou namáhané nad svoji mez kluzu (550 MPa) a nejedná se tak o porušení ohybem desky. V navazujícím poli na konce stěn je napětí ve výztuži při spodním povrchu v hladině 150-350 MPa.

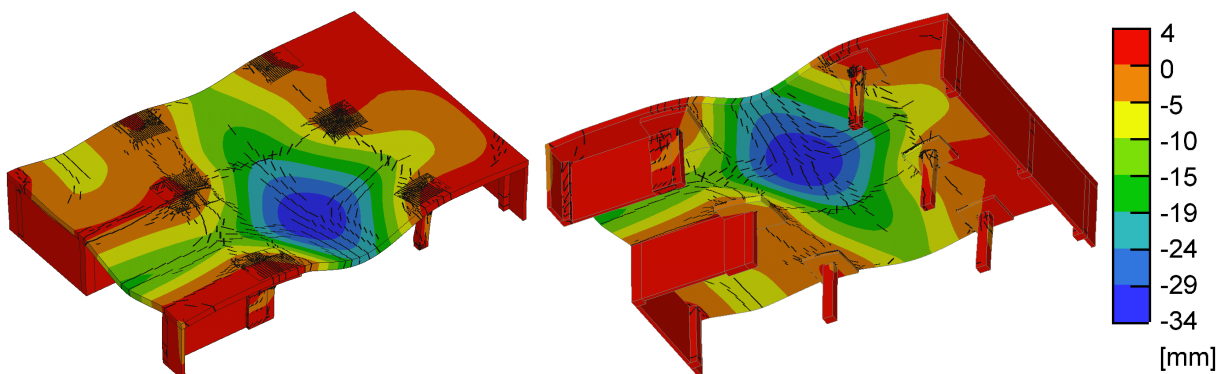


Obr. 5.89 Deformace původní konstrukce C30/37 (50x převýšeno) v kroku před porušením (vlevo horní pohled, vpravo spodní pohled), trhliny zobrazeny od 0,05 mm

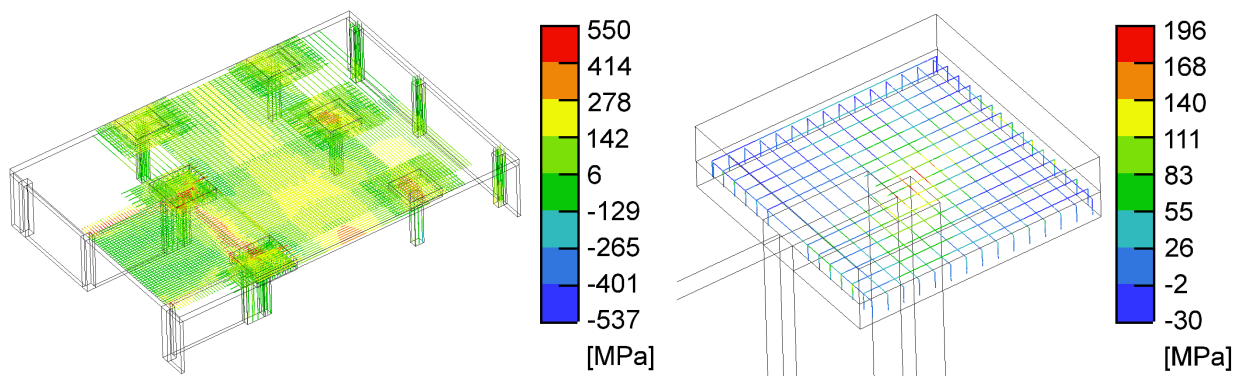


Obr. 5.90 Napětí ve výztuži na původní konstrukci C30/37 v kroku před porušením (vlevo celkový pohled, vpravo detailní pohled na oblast C/10)

U sanované konstrukce se mění charakter deformací, jelikož je doplněna hlavice, která svojí tuhostí ovlivňuje průhyb desky. Hranice nulové svislé deformace se z místa konce stěn u nesované konstrukce (Obr. 5.89) posouvá až k hraně dodatečné hlavice (Obr. 5.91). Při zkrácení rozpětí desky dochází při mezním zatížení k většímu průhybu (34 mm) oproti nezesílené konstrukci (28 mm). Poloha oblasti s maximální svislou deformací zůstává stejná, ale díky dodatečné hlavici dochází v krajní ose 11 k redukci průhybu. Výrazně také narůstá množství trhlin v poli a také ve sloupových pružích.



Obr. 5.91 Deformace zesílené konstrukce C30/37 (50x převýšeno) v kroku před porušením (vlevo horní pohled, vpravo spodní pohled), trhliny zobrazeny od 0,05 mm



Obr. 5.92 Napětí ve výztuži na zesílené konstrukci C30/37 v kroku před porušením (vlevo celkový pohled, vpravo detailní pohled na dodatečnou výztuž hlavice C/10)

Markantní rozdíl je ve vývoji napětí ve výztuži, kde se u zesíleného modelu postupně dostává výztuž ve sloupovém pruhu mezi konci stěn za mez kluzu. Následně je nad mez kluzu namáhána i výztuž v poli mezi sloupy B/11 a C/11. Na Obr. 5.92 je v levé části legenda omezena na horní hodnotu 550 MPa, aby vynikly oblasti nad uvažovanou mezí kluzu betonářské výztuže. Na stejném obrázku je v pravé části zobrazena horní výztuž dodatečné hlavice, která je v době před selháním konstrukce již aktivně zapojena do interakce a napětí v ní dosahuje až 196 MPa.

5.3.3 Lokální spolehlivost konstrukce

Jako doplňkový přístup ke globálnímu posouzení spolehlivost konstrukce založenému na nelineárním globálním modelu konstrukce byl použit ruční výpočet zkoumaného detailu podle konce stěny na pozici C/10 podle přístupu EC2. Pro výpočet byl uvažován beton třídy C30/37. Zatěžovací plocha byla určena z oblasti vytknuté průběhem nulové posouvající síly. Kontrolovaný obvod pro konec stěny byl sestaven s přesahem $1,5d$ za líc konce stěny (ve smyslu Obr. 2.18). Všechny rozhodující vstupy a výstupy jsou uvedeny v Tab. 5.18. Návrhová síla na protlačení V_{Ed} je stanovena součinem zatěžovací plochy A_f , plošného zatížení f_d a součinitele $\beta = 1,35$. Únosnost v protlačení V_{Rdc} je určena jako součin kontrolovaného obvodu u_1 , efektivní výšky d a návrhového smykového napětí v únosnosti při protlačení v_{Rdc} .

Nově navrhovaný způsob využití stropní desky způsobuje výrazně větší návrhovou sílu, která odpovídá 223 % návrhové únosnosti původní nezesílené konstrukce. Ruční výpočet protlačení ukazuje, že původní konstrukce by nevyhověla požadavkům na únosnost dle EC2. Ale jak je ukázáno v předcházející kapitole, tak globální podrobný model potvrdil dostatečnou únosnost detailu na původní hodnoty využití. V globálním modelu je zohledněna řada jevů, které ruční výpočet nepostihuje. Jedná se například o rozdělení zatěžovací plochy, spolupůsobení konstrukce za lícem stěny, přerozdělení vnitřních sil v desce v důsledku plastizování oblastí a v neposlední řadě i membránového vlivu působení desky, jak je popsáno v [80]. Je tak možné interpretovat i výsledek ručního výpočtu na zesílené konstrukci, kde globální model udává nižší využití, u kterého nebylo rozhodujícím způsobem porušení protlačení, ale ohybové porušení desky.

Tab. 5.18 Ruční výpočet únosnosti konstrukce dle EC2

Varianta	A_f [m ²]	f_d [kN/m ²]	V_{Ed} [kN]	u_1 [m]	d [m]	v_{Rdc} [kN/m ²]	V_{Rdc} [kN]	Využití [-]
Původní konstrukce C30/37 + původní zatížení (garáže)	27,6	16,24	605	3,18	0,30	546	520	1,16
Zesílená konstrukce C30/37 + nové zatížení (zelená střecha)	26,3	32,81	1162	5,52	0,55	394	1196	0,97

5.3.4 Závěr z porovnání NLFEM modelů a měření na reálné konstrukci

Poznatky z výzkumu NLFEM modelů pro zesilování desek dodatečnou betonovou hlavicí byly aplikovány na návrhu sanace reálné konstrukce, na které byly osazeny strunové a odporové tenzometry pro měření dlouhodobého chování konstrukce. Měření na strunových tenzometrech se ukázalo jako efektivní způsob ověření s analytickými předpoklady a zároveň vykazují i po dvou letech od vybetonování hlavice věrohodné výstupy bez jakýchkoliv anomálií. Naopak odporové tenzometry v průběhu měření vykazovaly méně vypovídající hodnoty, jelikož pro aplikované úrovně zatížení nejsou lokalizované trhliny uvnitř hlavice. Proto je komplikované interpretovat data z těchto senzorů, a to především z důvodu, že během dlouhodobého měření v několika časových úsecích vykazovaly abnormální až neměřitelné hodnoty. Zároveň je třeba poznamenat, že i po dvou letech od instalace měření a betonáže hlavice jsou strunové tenzometry stále funkční, ale odporové tenzometry již nejsou funkční.

Na představeném experimentálním měření je doložená dobrá shoda s teoretickými předpoklady chování sanované konstrukce v průběhu aplikace stálého zatížení desky, které je také porovnáno s podrobným nelineárním modelem většího výseku konstrukce.

V dalším výzkumu je třeba věnovat větší pozornost samotnému měření in situ v podmínkách stavby, kde se ukázalo hlavně měření odporovými tenzometry jako velmi obtížné v porovnání s laboratorním měřením.

6 ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE DODATEČNOU OCELOVOU SMYKOVOU VÝZTUŽÍ

Základové konstrukce náchylné na porušení protlačení jsou typicky součástí objektů administrativních a bytových domů založených na základové desce, případně na desce v kombinaci s hlubinným založením. V některých případech je nutné přistoupit k zesílení základů konstrukce, které může být vyvoláno přetížením konstrukce (a tudíž zvětšení účinků na základy), zjištěnou poruchou na stávajících základech nebo i změnou v podzákladích (např. výraznou konsolidací).

Škála možných způsobů zvýšení únosnosti základové desky v protlačení je popsána podrobněji v úvodu kapitoly 0. Jednotlivé varianty se v principu zaměřují na zvětšení účinné výšky (Obr. 2.24 a, b), zvětšení obvodu sloupu (Obr. 2.24 c) nebo na doplnění prvků speciálního zakládání a tím snížení účinků na protlačení železobetonové desky/patky (Obr. 2.24 e, f). Zmíněné způsoby zesilování s sebou nesou v řadě případů nepříjemnou skutečnost ve zvýšených prostorových nárocích, které ve výsledku omezí užitečný prostor nad základy. U technologie speciálního zakládání mohou být také omezující přístupové prostory pro vlastní realizaci. Při provádění pod hladinou podzemní vody je zároveň nutné řešit i těsnění jak krátkodobé během samotné realizace, tak i dlouhodobé po dobu návrhové životnosti konstrukce. Výraznou nevýhodou popisovaných variant zesílení je ovlivnění analytického modelu změnou tuhosti konstrukce (pokud není právě záměrem upravit tuhost konstrukce) nebo přidáním nových prvků k přenášení zatížení. V modelu je pak nutné zohlednit vnitřní síly na konstrukci před sanací a po sanaci, a to vše v interakci s podložím.

Pro sanaci protlačení bez ovlivnění analytického modelu konstrukce se především používá zesílení dodatečnou smykovou výztuží (kapitola 2.3.1), které je typické pro zvýšení únosnosti betonových stropních desek. U nich se využívá přístupnosti obou povrchů desky, kde jsou instalovány přípravky zajišťující zakotvení dodatečné výztuže. Existují i alternativy pro aplikaci dodatečné výztuže pouze z jedné strany, mezi ně se řadí např. vlepovaná ocelová výztuž (komerční produkt firmy Hilti [34], Obr. 2.30) nebo zesílení pomocí speciálních šroubů do betonu (Wörle [35]). V obou případech jsou vrty prováděny pouze do hloubky odpovídající poloze podélné výztuže desky na nepřístupné straně konstrukce, vrty tedy nejsou realizovány skrz. Tyto technologie mají určitá svá úskalí, která mohou v některých případech omezit jejich použití pro základové desky:

- Krátká kotevní délka za teoretickou rovinou smykové trhliny. Tato hodnota zpravidla rozhoduje pro návrh sanace protlačení.
- Sortiment smykové výztuže je omezený z důvodu použití atypických prvků (maximální velikost M22 [35]). U základových konstrukcí smyková výztuž musí přenášet výrazně větší zatížení než u jednotlivých stropních desek. Pro velkou hodnotu absolutního zesílení základové desky by mohl neúměrně narůst nutný počet vrtů, které by už nemuselo být možné konstrukčně aplikovat.

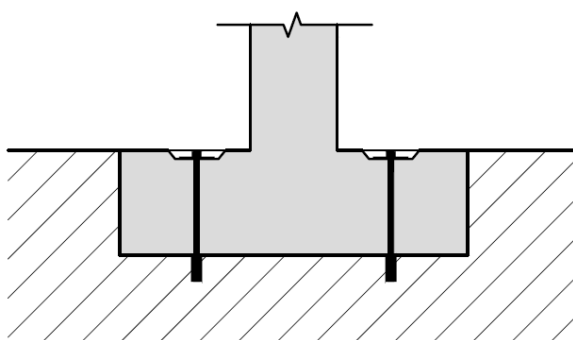
- Šikmé vrtání může výrazně kolidovat se stávajícím smykovým vyztužením a může být těžko proveditelné bez jejího porušení, jelikož se smyková vyztuž velmi obtížně detekuje. Tím by mohlo dojít ke snížení únosnosti nezesílené konstrukce, a tudíž většího nároku na sanaci, než by bylo nezbytně nutné.
- V neposlední řadě je otázka postupu při zesilování konstrukcí pod úrovní podzemní vody. Zde je velmi výrazné riziko v podobě porušení vodonepropustnosti konstrukce (např. pro bílé vany) a nežádoucího vnikání vody do prostoru budovy.

Bylo hledáno řešení, které by eliminovalo výše zmíněné nevýhody a zároveň by si ponechávalo zásadní výhody z [34] a [35]; a to minimální prostorovou náročnost a neovlivnění analytického modelu.

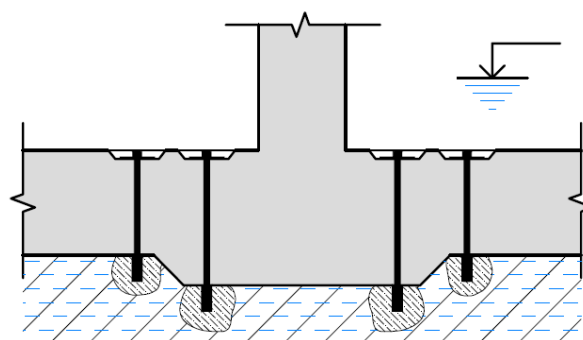
6.1 Popis technologie zesílení

Nově vyvinutá technologie spočívá v dodatečné smykové vyztuži, která je instalována z přístupného povrchu konstrukce a je speciálně kotvena na nepřístupné straně konstrukce, vrt je tedy prováděn skrz celou výšku betonu, Obr. 6.1. Smyková vyztuž je tvořena ocelovou závitovou tyčí, na jejíž konec je instalována mechanická rozpěrná kotva. Tyč je aktivována předepnutím z přístupného povrchu, kde je následně závitová tyč kotvena přes roznášecí podložku s matkou. Volný prostor mezi závitovou tyčí a povrchem vrtu je vyplněn injektážní směsí, která zároveň přispívá ke kotvení tyče.

Pro realizaci sanace pod hladinou podzemní vody je doplněno řešení o předtěsnění oblasti, do níž se vrtají otvory pro dodatečnou vyztuž. Po zvážení různých variant byl vybrán osvědčený způsob pro zabránění průsaků vody do vnitřního prostoru ve formě dvousložkové injektážní pryskyřice, Obr. 6.2. V důsledku volby utěsnění části pod betonovou deskou je možné bezpečně přistoupit k vrtání skrz celou konstrukci, aniž by došlo k průniku tlakové vody.



Obr. 6.1 Schéma technologie sanace protlačení pro základovou patku mimo podzemní vodu



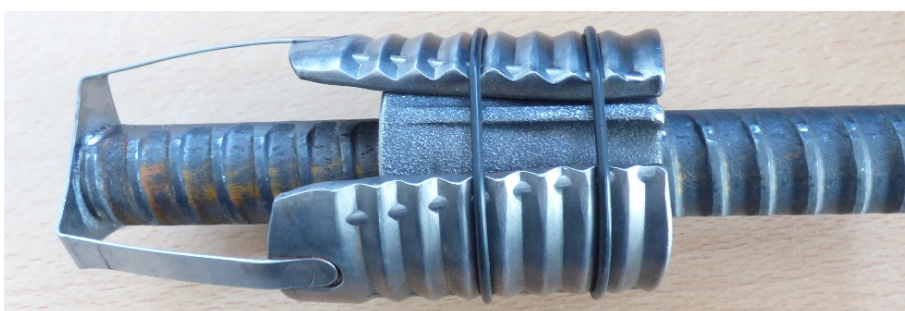
Obr. 6.2 Schéma technologie sanace protlačení pro základovou desku pod hladinou podzemní vody

V rámci zkoušení technologie byla použita mechanická rozpěrná kotva firmy Minova [81] označována jako tzv. *expansion shell*, Obr. 6.3. V principu se jedná o dvojici ocelových přípravků navzájem protichůdných komolých kuželů, které se při zašroubování

závitové tyče posunou podél vzájemné styčné plochy a tím dojde k rozevření *expansion shellu* (Obr. 6.4) na nepřístupném povrchu. Na komerčním trhu je řada výrobců, kteří nabízí obdobný přípravek pro mechanické kotvení (zpravidla rovněž označovaný jako *expansion shell*). Především se jedná o výrobce specializující se na podzemní stavitelství, kde je tento prvek využíváný k vyztužení ostění tunelů apod.

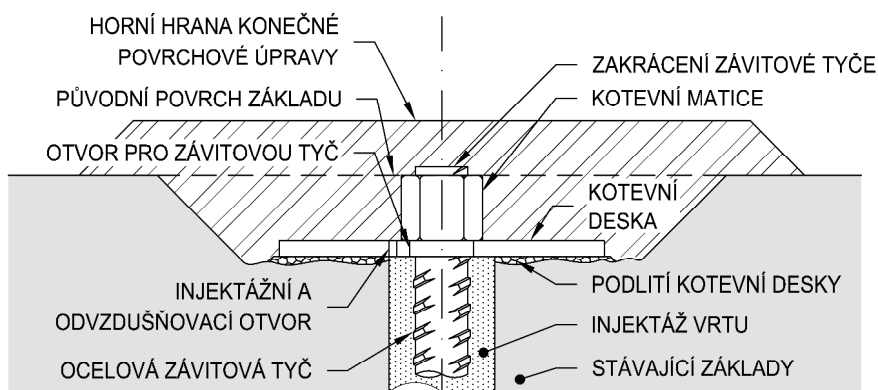


Obr. 6.3 *Expansion shell* osazený na konci závitové tyče před osazením do vrtu

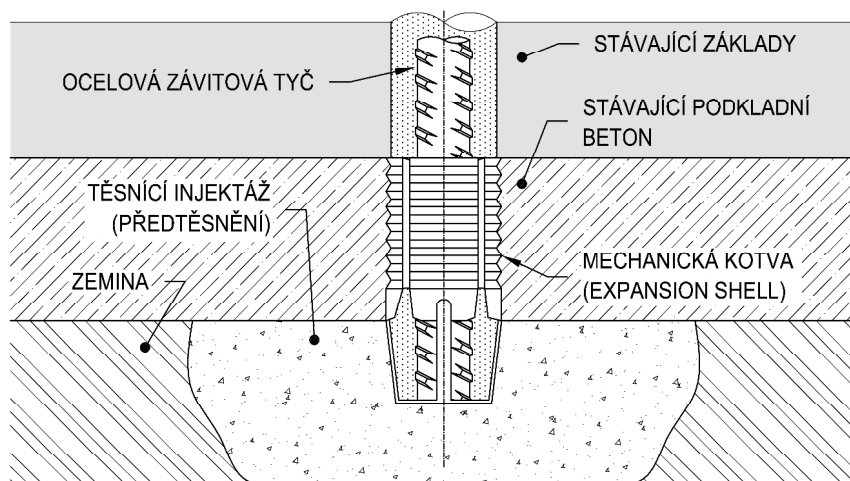


Obr. 6.4 *Expansion shell* osazený na konci závitové tyče v rozevřené podobě

Kotvení dodatečné smykové výztuže je zajištěno na nepřístupném povrchu kromě mechanické kotvy i adhesivně pomocí chemického kotvení. Pro prezentovanou technologii zesilování je tento přístup zcela klíčový, jelikož umožňuje dosáhnout efektivnějšího návrhu sanace. Typický konstrukční detail popisované technologie na přístupném povrchu je uveden na Obr. 6.5 a pro nepřístupný povrch na Obr. 6.6.



Obr. 6.5 Obecný detail kotvení na přístupném povrchu pro technologii zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží



Obr. 6.6 Obecný detail kotvení na nepřístupném povrchu pro technologii zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží

Uvedený způsob zesílení je chráněn užitným vzorem č. 2016-33038 s názvem *Základová deska nebo patka zesílená proti protlačení*.

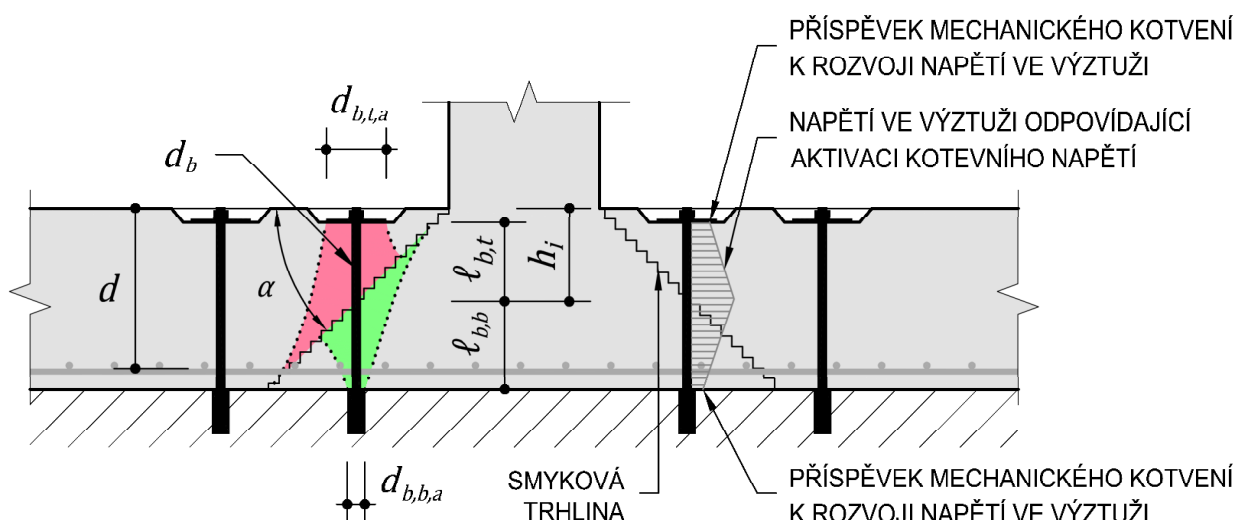
6.2 Princip statického působení technologie zesílení

Vyvinutá technologie funguje na obdobném statickém principu jako [27] a [35], kde se únosnost sanace navrhuje na základě CSCT, resp. MC 2010. O únosnosti rozhoduje řada faktorů stejných pro všechny způsoby zesilování (efektivní výška, rozměr a tvar protlačovaného prvku, vyztužení desky apod.). Hlavní odlišující prvek této nové technologie je v uvažování příspěvku smykové výztuže. Pro předem zabudovanou ocelovou výztuž je návrhové napětí určeno dle rovnice (2.15). Při zesilování konstrukcí je hodnota napětí ve výztuži limitována 5 různými způsoby porušení, Obr. 6.7:

- f_{yw} – mezí kluzu materiálu výztuže,
- $\sigma_{s,t,cc}$ – napětím při porušení vytržení kužele v horní části (zelený kužel uvedený na Obr. 6.7),
- $\sigma_{s,b,cc}$ – napětím při porušení vytržení kužele ve spodní části (červený kužel uvedený na Obr. 6.7),
- $\sigma_{s,b,s}$ – napětím při porušení pokluzem kotvy a ztráty soudržnosti,
- $\sigma_{s,el}$ – napětím v průběhu aktivace (progresivní rozevírání trhliny).

Napětí ve výztuži je tedy uvažované jako minimální hodnota z výše zmíněných hodnot:

$$\sigma_s = \min(f_{yw}; \sigma_{s,el}; \sigma_{s,t,cc}; \sigma_{s,b,cc}; \sigma_{s,b,p}). \quad (6.1)$$



Obr. 6.7 Geometrické charakteristiky pro výpočet sanace dodatečnou smykovou výztuží a základní principy porušení

Omezení únosnosti ve formě meze kluzu výztuže f_{yw} závisí na použitém materiálu konkrétní oceli. V případě závitových tyčí je možné použít vysokopevnostní ocel, avšak tento přístup není nutný, jelikož podmínka omezení mezí kluzu výztuže téměř nikdy nevstupuje do výpočtu jako limitující faktor.

Napětí $\sigma_{s,t,cc}$ odpovídající vytržení betonového kužele s horní kotevní deskou lze ovlivnit zvětšením velikosti kotevní desky, která musí mít odpovídající tuhost pro příčný roznos. Výpočet tohoto napětí je uvažován dle Ruize a kol. [27] (vycházející z teorie vytržení betonového kužele *Concrete Capacity Design Theory* [82] a úpravou o vliv velikosti kotvení dle ACI 349-85 [83]):

$$\sigma_{s,t,cc} = 19 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot \frac{l_{b,t}^{1,5}}{d_b^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,t,a}}{l_{b,t}}\right), \quad (6.2)$$

kde $f_{c,cube}$ je krychelná pevnost betonu [MPa], $l_{b,t}$ délka kotvení v horní části [mm], d_b průměr tyče [mm] a $d_{b,b,a}$ průměr kotevní podložky [mm].

Analogicky je možné definovat limitující napětí pro vytržení betonového kužele v části pod teoretickou smykovou trhlinou:

$$\sigma_{s,b,cc} = 19 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot \frac{l_{b,b}^{1,5}}{d_b^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,b,a}}{l_{b,b}}\right), \quad (6.3)$$

kde je $l_{b,b}$ délka kotvení v dolní části [mm] a $d_{b,b,a}$ průměr kotevní podložky [mm].

Napětí $\sigma_{s,b,s}$ odpovídající porušením pokluzem pod rovinou teoretické smykové trhliny se skládá z části tvořící soudržnost a části mechanického kotvení, Obr. 6.7.

$$\sigma_{s,b,s} = \sigma_{s,b,s,a} + \sigma_{s,b,s,m}. \quad (6.4)$$

Pro část kotvení pomocí soudržnosti mezi tyčí, lepidlem a betonem platí vzorec:

$$\sigma_{s,b,s,a} = 4 \cdot \tau_b \cdot \frac{l_{b,b}}{d_b}. \quad (6.5)$$

Platnost vzorce (6.5) byla následně ověřena tahovou zkouškou (kapitola 6.3.2).

Příspěvek mechanického kotvení je těžko postižitelný teoretickým vzorcem, a proto je nutné tuto hodnotu určit dle lokálních podmínek zkouškou. Očekává se, že výsledný příspěvek bude dán konstantou pro daný průměr tyče, resp. *expansion shellu*:

$$\sigma_{s,b,s,m} = konst(d_b). \quad (6.6)$$

Jako poslední složka limitující uvažované napětí je dosažitelná hodnota napětí při progresivním rozevírání trhliny. Pokud je uvažováno pouze napětí, které vzniká ve výztuži v důsledku soudržnosti lepidla s betonem po délce prutu, byl v [85] odvozen vzorec:

$$\sigma_{s,el} = \sqrt{\frac{4 \cdot \tau_b \cdot E_s \cdot w_b}{d_b}}, \quad (6.7)$$

kde E_s modul pružnosti výztuže [MPa], w_b je šířka trhliny v místě smykové výztuže [mm] a stanoví se obecně jako

$$w_b = 0,5 \cdot \psi \cdot h_i \cdot \cos(\alpha + \beta - \pi/2), \quad (6.8)$$

kde h_i je vzdálenost k průniku smykové trhliny a výztuže, α úhel svíraný smykovou trhlinou s rovinou desky a β úhel svíraný smykovou výztuží s rovinou desky. Pro svislé trny lze vzorec upravit na

$$w_b = 0,5 \cdot \psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha). \quad (6.9)$$

Pro případ aktivace tyče předepnutím uvádí Inácio a kol. [29] příspěvek počáteční vnesené síly do smykové výztuže jako navýšení napětí ve výztuži vstupující do výpočtu únosnosti se smykovou výztuží. V tomto duchu by bylo možné stanovit aktivované napětí v tyči ze vzorce (6.7) jako

$$\sigma_{s,el} = \sqrt{\frac{2 \cdot \tau_b \cdot E_s \cdot \psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha)}{d_b}} + \sigma_{s,p}, \quad (6.10)$$

kde $\sigma_{s,p}$ je počáteční napětí ve výztuži.

Je nutné poznamenat, že hodnota $\sigma_{s,el}$ reflektuje pouze napětí ve výztuži dosažitelné při rozevření trhliny o hodnotu w_b při zohlednění kotvení pomocí soudržnosti. Pro popisovaný případ kotvení vlepáním a mechanickou kotvou proto bylo navrženo podrobnější měření při tahové zkoušce, viz kapitola 6.3.4. Tím bude stanovena konkrétní funkce pro navrhované kombinované kotvení tyčí.

Pro korektní výpočet zesilované konstrukce je třeba stanovit pootočení konstrukce v době zesílení ψ_{SLs} , odečíst jej od výsledné hodnoty ψ a tím získat hodnotu vstupující dále do výpočtu jako $\Delta\psi$, která nahradí ψ v rovnici (6.10).

S úpravou na 5 % kvantil a uvažování návrhových hodnot ve smyslu ETAG 01 [84] je možné výše zmíněné vzorce upravit do návrhové podoby:

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s, \quad (6.11)$$

$$\sigma_{s,t,cc,d} = \frac{11}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{l_{b,t}^{1,5}}{d_b^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,t,a}}{l_{b,t}}\right), \quad (6.12)$$

$$\sigma_{s,b,cc,d} = \frac{11}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{l_{b,b}^{1,5}}{d_b^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,b,a}}{l_{b,b}}\right), \quad (6.13)$$

$$\sigma_{s,b,s,a,d} = 4 \cdot \tau_{b,d} \cdot \frac{l_{b,b}}{d_b}, \quad (6.14)$$

$$\sigma_{s,b,s,m,d} = \frac{\text{konst} (d_b)}{\gamma_F = 1,4}, \quad (6.15)$$

$$\sigma_{s,el,d} = \sqrt{\frac{2 \cdot \tau_{b,d} \cdot E_s \cdot \Delta\psi \cdot l_{b,t} \cdot \cos(\alpha)}{d_b}} + \sigma_{s,p}. \quad (6.16)$$

Pro výpočet návrhu zesílení konstrukce je praktičtější pracovat s hodnotou síly přenášené zesílením dodatečnou smykovou výztuží. Předchozí rovnice je tak možné vyjádřit analogicky jako:

$$N_{s,y,d} = \pi \cdot d_b^2 / 4 \cdot f_{ywk} / \gamma_s, \quad (6.17)$$

$$N_{s,t,cc,d} = \pi \frac{2,75}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_{b,t}^{1,5} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,t,a}}{l_{b,t}}\right), \quad (6.18)$$

$$N_{s,b,cc,d} = \pi \frac{2,75}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot l_{b,b}^{1,5} \cdot \left(1 + \frac{d_{b,t,a}}{l_{b,b}}\right), \quad (6.19)$$

$$N_{s,b,s,d} = \pi \cdot d_b \cdot \tau_{b,d} \cdot l_{b,b} + \frac{\text{konst} (d_b)}{\gamma_F = 1,4}. \quad (6.20)$$

6.3 Vývoj technologie

Technologie byla vyvíjena v několika krocích, které postupně zpřesňovaly řešení až k finálnímu provedení celé sanace protlačení. Všechny zkoušky byly provedeny na základové betonové desce cca 5 m pod hladinou podzemní vody.

Před vlastními zkouškami na základové desce byly v laboratorních podmínkách kalibrovány jednotlivé tyče na lisech a byla odzkoušena správná funkce odporových tenzometrů na nich instalovaných. Byly použity ocelové závitové tyče CKT výrobce Minova Bohemia s označením ST 500 S (smluvní mez kluzu při poměrném protažení 0,2 % $f_{y,0,2} = 500 \text{ MPa}$, mez pevnosti $f_u = 550 \text{ MPa}$). Úvodní měření na tyčích zajišťoval Ing. Petr Daněk, Ph.D. z Fakulty stavební VUT v Brně.

6.3.1 Zkouška předtěsnění oblasti

V prvním kroku bylo ověřováno, jak je proveditelné předtěsnění oblasti pro budoucí osazení dodatečné smykové výztuže. Skrz základovou desku byl proveden vrt malého průměru a následně byl osazen injektážní pakr, pomocí kterého se utěsnila oblast pod základovou deskou, resp. pod podkladním betonem základové desky, Obr. 6.8. Pro

utěsnění byla použita dvousložková polyuretanové směs Carbopur WF, výrobce Minova [81]. Následoval jádrový vrt průměru odpovídajícího velikosti *expansion shellu*, do něhož se vložila závitová tyč a aktivovala se mechanická kotva. Celkem bylo provedeno 10 zkušebních vrtů. Až poté se přistoupilo k injektáži dvousložkovou směsí, která měla zaručovat vodotěsnost vrtu a zároveň měla přispívat svou soudržností mezi povrchem betonu a závitové tyče ke kotvení výztuže v betonu. Pro tuto funkci byla použita organicko-minerální pryskyřice Geoflex, výrobce Minova [81].

Následovala orientační tahová zkouška pomocí dutého hydraulického válce provedená na všech 10 zkušebních vzorcích, Obr. 6.9. Jednotlivé tyče byly zatěžovány postupně v několika krocích. Zkouška byla ukončena v okamžiku, kdy nedošlo v dalším kroku k nárůstu ustálené hodnoty předpínací síly a zvyšovala se pouze deformace, resp. pokluz kotvení. Výsledky z tahových zkoušek pro závitovou tyč $\varnothing 32$ mm jsou v Tab. 6.1.



Obr. 6.8 Použitý injektážní pakr pro předtěsnění oblasti pod základovou deskou



Obr. 6.9 Tahová zkouška dodatečné smykové výztuže pomocí dutého hydraulického lisu

Tab. 6.1 Výsledky orientačních tahových zkoušek z optimalizace předtěsnění oblasti

Číslo vzorku	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	průměr
Ustálená síla [kN]	98	93	95	90	90	90	91	93	85	80	90,5

I přes předtěsnění oblasti bylo ve vrtech zaznamenáno malé množství vody (řádově decilitry), které se zde objevilo v následujících hodinách po provedení vrtu. Z důvodu pracovního postupu byly nejdříve provedeny všechny vrty a až následně instalována dodatečná výztuž a injektována. Při injektáži tak došlo k vytlačování vody směsí skrz vrt nahoru (injektážní směs má větší objemovou hmotnost než voda). Voda smáčela povrch vrtu a injektážní směs dokonale nepřilnula k betonu. U 5 vrtů z celkových

10 došlo k nepatrnému průniku vody u horní kotevní podložky. Tyto vrty byly dodatečně injektovány polyuretanovou pryskyřicí a tím došlo k eliminaci průniku vody.

Bylo vyhodnoceno, že je nutné zkrátit časovou prodlevu mezi vyvrtáním otvoru pro smykovou výztuž a injektáží. Tím bude minimalizováno riziko pozvolného průniku vody do vrtu a dojde tak k lepší soudržnosti mezi betonem a injektážní směsí.

6.3.2 Příspěvek soudržnosti lepící hmoty na únosnost kotvy

Na základě úpravy pracovního postupu bylo možné zaměřit se na únosnost samotné dodatečné smykové výztuže, která je ovlivněná řadou faktorů (kapitola 6.2), avšak velmi zásadním je právě únosnost v kotvení na nepřístupné části. Byly provedeny zkoušky na závitových tyčích $\varnothing 32$ mm kotvených pouze vlepením pryskyřicí Geoflex na výšku 200 mm a na závitových tyčích stejného průměru kotvených kombinací *expansion shellu* a pryskyřice Geoflex také na výšku 200 mm. Pro ověření vlivu velikosti průměru závitové tyče byly provedeny i zkoušky na tyčích průměru $\varnothing 25$ mm. Výsledky z provedených zkoušek jsou uvedeny v Tab. 6.2.

Tab. 6.2 Výsledky tahových zkoušek různých typů kotvení

Velikost závitové tyče	Typ kotvení	Maximální dosažená síla při tahové zkoušce [kN]			Průměrná síla [kN]
		1	2	3	
32 mm	mechanické + vlepení	160	130	162	150,7
	vlepení	70	80	73	74,3
25 mm	mechanické + vlepení	137	130	132	133,0

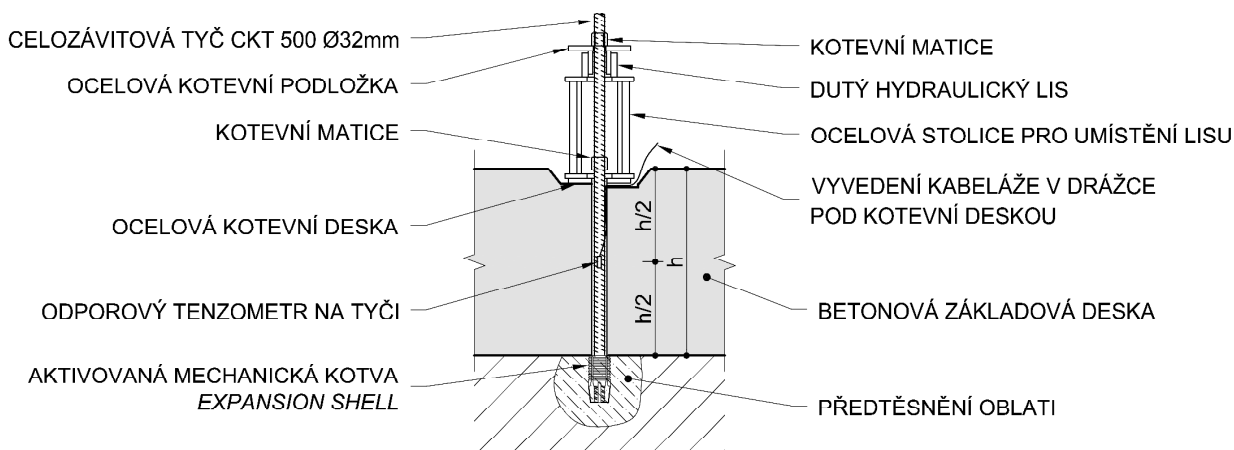
Podle údajů výrobce pryskyřice měly hodnoty soudržnosti dosahovat $\tau_b = 4 \text{ MPa}$ [81]. Při dosazení této hodnoty do vzorce (6.5) a převodu na sílu se očekává hodnota v kotvení $N_{s,b,p,a} = \tau \cdot l_{b,b} \cdot \pi \cdot d_b = 4 \cdot 0,200 \cdot \pi \cdot 32 = 80,4 \text{ kN}$ pro $\varnothing 32$ mm, resp. $N_{s,b,p,a} = 62,8 \text{ kN}$ pro $\varnothing 25$ mm. Odchylka naměřených hodnoty (74,3 kN pro $\varnothing 32$ mm) od vypočtených hodnot (80,4 kN pro $\varnothing 32$ mm) je přisouzena nejistotě v délce vlepení s ohledem na situaci, že bylo injektováno spodních 200 mm vrtu dlouhého 900 mm. Příspěvek mechanického kotvení pro $\varnothing 32$ mm při převedení vzorce (6.6) na sílu byl určen na 75 kN ($\approx 150,7 - 74,3$).

Je nutné podotknout, že realizace zkoušky probíhala za relativně nízké teploty cca 10°C. U většiny lepících prostředků se při nižších teplotách prodlužuje doba pro řádné vytvrdnutí lepidla. Konkrétně u použitého Geoflexu se doba tvrdnutí z 15 minut při 25 °C prodloužila na přibližně 3 hodiny.

Z výsledků je zřejmé, že kombinací kotvení mechanickou kotvou a soudržností lepidla se dosahuje výrazně vyšších hodnot oproti samotnému kotvení pouze pomocí vlepení do otvoru.

6.3.3 Vliv úpravy kotvení na horním povrchu

V průběhu dalších zkoušek se ukázal jako velmi významný detail kotvení na horním povrchu železobetonové desky, kde je tyč opatřena maticí a roznášecí ocelovou podložkou. Zkušební sestava pro tahovou zkoušku provedená v kapitola 6.3.1 a 6.3.2 tak byla doplněna o měření povytažení tyče v úrovni dutého lisu. Zároveň byla odečítána hodnota ze siloměru i data z odporových tenzometrů umístěných v polovině výšky desky. Schéma sestavy použité pro zkoušku je na Obr. 6.10.

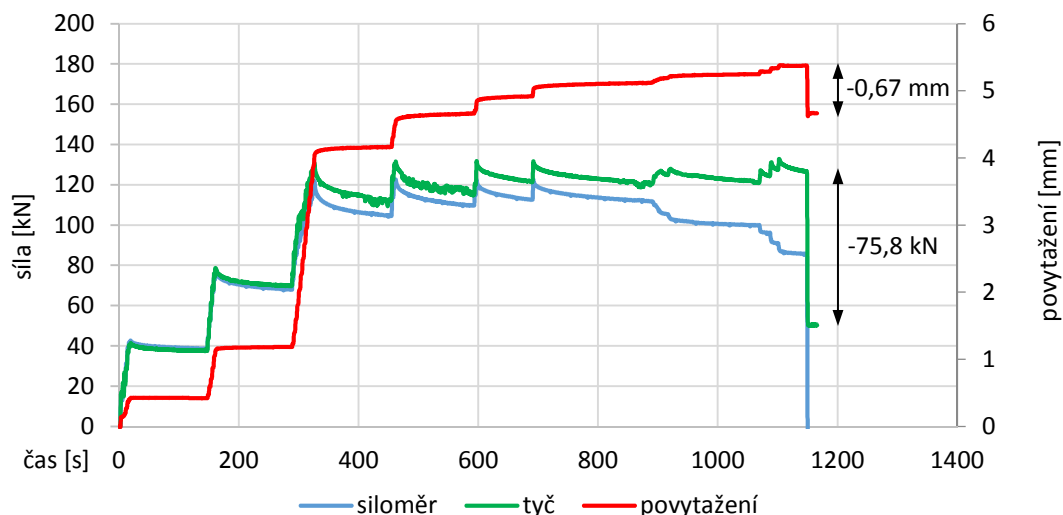


Obr. 6.10 Schéma sestavy pro zkoušku progresivního chování kotvení

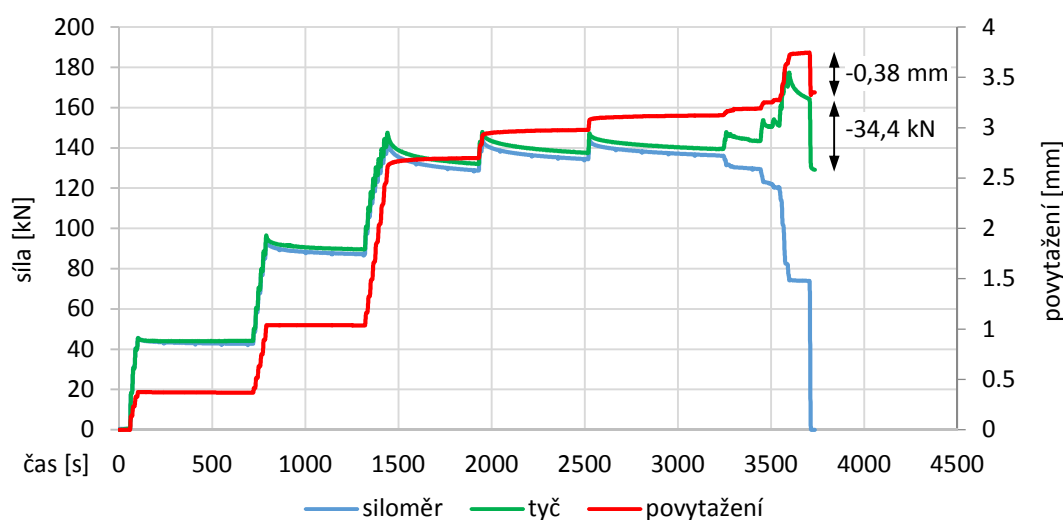
Přepočtení mezi přetvořením odečteným z odporových tenzometrů umístěných na tyčích a silou v tyčích byl laboratorně kalibrován pro všechny, které byly následně použity při zkouškách. Na Obr. 6.11 jsou prezentovány výsledky z měření pro variantu, kdy byla tyč zakotvena na roznášecí desce, která nebyla dostatečně podlita cementovou maltou. Z průběhu hodnot je zřejmý výrazný pokles síly v tyči na konci měření (-75,8 kN) doprovázený posunem tyče o -0,67 mm. Při řádném podlité roznášecí desky bylo dosaženo menšího snížení síly v tyči (-34,4 kN) po uvolnění předpínací síly a tomu odpovídajícím posunem tyče -0,38 mm, Obr. 6.12. V obou případech byly odporové tenzometry umístěny v polovině celkové volné délky závitové tyče. Protože se jedná o krátkou délku předpínané tyče, tak i relativně velmi malá deformace způsobí velkou ztrátu síly v tyči. Vzhledem k umístění siloměru pod hydraulickým válcem jsou hodnoty z jeho záznamu na konci měření nulové.

Při porovnání obou grafů je patrná i výrazně jiná hodnota povytažení tyče při stejné aplikované síle. Tento jev je také přisuzován špatné realizaci podlité, kde došlo nejprve k dosednutí kotevní desky (napínací stolice byla opřena o kotevní desku, Obr. 6.9) a tento pokles byl okamžitě eliminován při napínání tyče.

Byla prokázána výrazná citlivost poklesu vnitřní síly v tyči při zakotvení (okamžitá ztráta předpětí) na kvalitě provedení podlité kotevní desky. Při realizaci je tedy nutné věnovat zvýšenou pozornost řádnému provedení tohoto detailu.



Obr. 6.11 Záznam měření z aktivace závitové tyče pro špatně podlitou roznášecí desku (zkouška DC3)



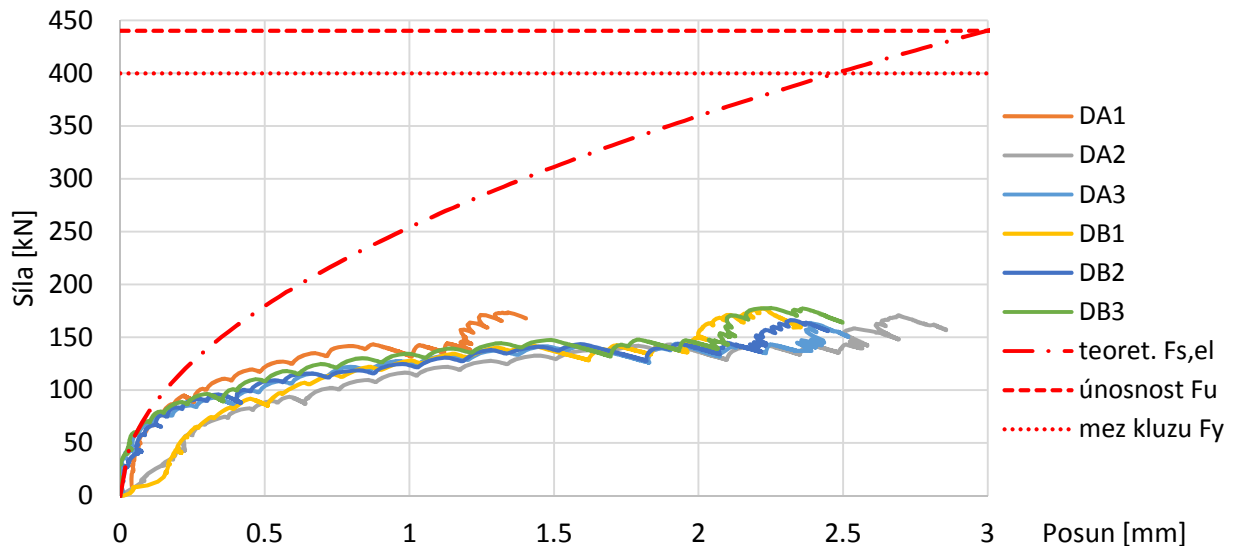
Obr. 6.12 Záznam měření z aktivace závitové tyče pro řádně podlitou roznášecí desku (zkouška DB3)

6.3.4 Zkouška progresivního chování kotvení při zatížení

Na základě odečtených hodnot bylo možné sestavit graf závislosti vnášené síly na deformaci v kotvení. Stejně jako u předchozích případů bylo zvoleno kotvení závitové tyče $\varnothing 32$ mm pomocí *expansion shellu* a vlepění pryskyřicí na výšku 200 mm. Celkem bylo provedeno 6 testů.

Z naměřených dat povytažení závitové tyče bylo nutné odseparovat protažení na volné délce závitové tyče, které bylo provedeno přes zjištěný kalibrační vztah tyče pro známou sílu a volnou délku. Na Obr. 6.13 je tak v porovnání testu B3 dosaženo nižšího posunu oproti naměřeným hodnotám povytažení u hydraulického listu (Obr. 6.12).

Do Obr. 6.13 jsou mimo vlastní měření vloženy hodnoty únosnosti tyče v tahu a její mez kluzu. Zároveň je vynesena křivka dle rovnice (6.7), do které je za šířku trhliny dosazena hodnota posunutí na vodorovné ose grafu.

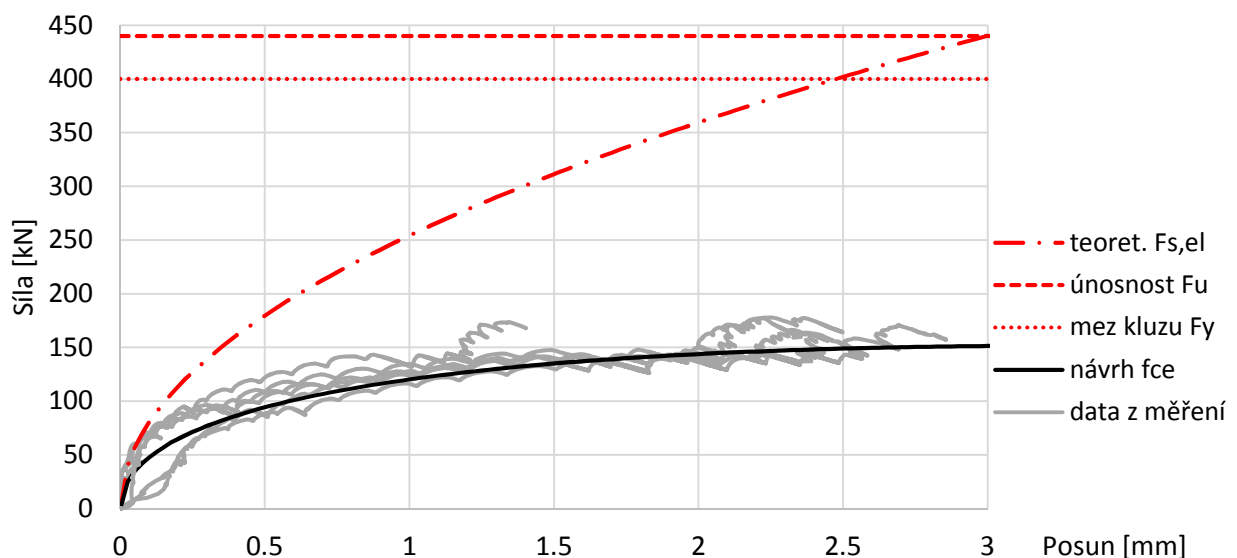


Obr. 6.13 Závislost posunu tyče v kotvení na vyvozené síle

Měření na všech vzorcích vykazují obdobný tvar křivky a mezní ustálené hodnoty posunutí. V počátku vnášení zatížení jsou do posunutí 0,1 mm hodnoty v souladu s teoretickým předpokladem podle rovnice (6.7) přepočtenou na sílu. Při zvyšování zatížení však výrazně narůstá deformace a vnášená síla se ustálí na cílové hodnotě 150 kN. S ohledem na zaznamenaná data je navržena úprava rovnice (6.7) pro teoretický výpočet únosnosti. Návrh úpravy vyšel z aproximace posunutí exponenciální funkce. Dalším kritériem byla jednoduchá úprava základního vzorce. Výsledný návrh upravené funkce je

$$\sigma_{s,el,m} = \sqrt{0,65 \cdot \frac{4 \cdot \tau_b \cdot E_s \cdot w_b}{d_b} - 45 \cdot w_b} \quad (6.21)$$

Navržená funkce je graficky zobrazena v Obr. 6.14, kde jsou zároveň vykresleny šedě záznamy z jednotlivých zkoušek. Mimo jiné se zde jasně ukazuje, že porušení samotného materiálu výztuže nebude rozhodujícím faktorem pro návrh zesílení.



Obr. 6.14 Návrh funkce pro progresivní rozevírání trhlin na základě zkoušek

Návrhová hodnota napětí dle (6.16) je při navržené funkci (6.21) nahrazena výpočtem, kde je za šířku trhliny w_b dosazena rovnice (6.9):

$$\sigma_{s,el,d} = \sqrt{\frac{1,3 \cdot \tau_{b,d} \cdot E_s \cdot \Delta\psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha)}{d_b}} - 22,5 \cdot \Delta\psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha) + \sigma_{s,p}. \quad (6.22)$$

Pro převedení na hodnotu aktivované síly v tyči platí vztah

$$N_{s,el,d} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \left(\sqrt{\frac{1,3 \cdot \tau_{b,d} \cdot E_s \cdot \Delta\psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha)}{d_b}} - 22,5 \cdot \Delta\psi \cdot l_{bt} \cdot \cos(\alpha) + \sigma_{s,p} \right). \quad (6.23)$$

Je potřeba mít na vědomí, že tento vztah je odvozen pro zkoušky s krátkou hodnotou kotvení vlepením. Je možné očekávat, že pro zkoušky s větší délkou kotvení by se funkce více blížila teoretické hodnotě. Avšak z konzervativního pohledu tento vliv není zohledněn.

6.4 Technologický postup

Pro tento typ sanace je zcela zásadní návaznost jednotlivých kroků technologického postupu, který byl optimalizován zároveň se samotným vývojem této technologie (kapitola 6.3). Celý postup se dá rozdělit do 10 základních kroků. V následujících odstavcích jsou podrobně popsány dílčí kroky provádění pro případ zesilování konstrukce pod hladinou podzemní vody:

- 1) Identifikuje se stávající výztuž při horním povrchu, vyznačí se poloha sanace dle výpočtu a vytvoří se kapsy pro kotevní desky odstraněním krytí výztuže.
- 2) Provede se vrt malého profilu (do $\varnothing 20$ mm) skrz celou výšku desky. Během vrtání je zjištěna skutečná tloušťka základové desky. Vrt je ve vrcholu utěsněn např. korkovým špuntem. Provedou se ostatní vrty u sanovaného místa.
- 3) Osadí se injektážní pakr do vytvořeného vrtu a injektuje se oblast pod základovou deskou napěňovací směsí. U prvních vrtů je nutné optimalizovat množství injektáže, aby bylo zabezpečeno dostatečné utěsnění oblasti. (Během zkoušek byla použita dvousložková polyuretanové směs Carbopur WF se stupněm napěnění 3 v množství cca 7 l / vrt).
- 4) Vyvrtá se jádrový vrt o velikosti odpovídající osazenému *expansion shellu* na závitové tyči. Tento vrt je přesně v místě původního vrtu malého profilu. Injektážní pakr je tak převrtán jádrovým vrtem.
- 5) Po vyjmutí jádra vrtu se osadí závitové tyče (délka dle tloušťky základové desky a napínacího zařízení) s *expansion shellem* do provedeného vrtu a mechanicky se aktivuje.
- 6) Pomocí vložené hadičky se injektuje spodní část vrtu, minimálně nad *expansion shell*. (Přesná výška je určena dle zkoušek v místních podmínkách).

- 7) Po vytvrdnutí injektážní směsi je na horní povrch osazena roznášecí deska a podlita např. cementovou zálivkou. Zároveň je osazena na tyči i matice.
- 8) Předepnou se závitové tyče pomocí dutého hydraulického válce na stanovenou hodnotu dle výpočtu a místních zkoušek. Během předpínání je nutné měřit napínací sílu a posun na tyči. Tyče jsou zakotveny pomocí matice na roznášecí podložce.
- 9) Dosud nevyplněný prostor mezi vrtem a závitovou tyčí je zainjektován skrz injektážní otvor v roznášecí desce, alternativně je možné injektovat přes šikmý vrt v kotevní oblasti. V každém případě musí mít roznášecí deska odvzdušňovací otvor.
- 10) Zkrátí se závitové tyče a upraví se horní povrch vhodnou zálivkou. Případně jinou požadovanou skladbou podlahy.

Fotografická dokumentace celého pracovního postupu je uvedena v Příloze 3.

6.5 Dlouhodobá měření

Na několika instalovaných tyčích bylo prováděno dlouhodobé měření. Pro odseparování vlivu teploty byla umístěna do samostatného vrtu závitová tyč délky 200 mm, na které je také osazena dvojice odporových tenzometrů. Vrt byl následně zainjektován jako v případě aktivovaných tyčí. Tato kompenzační závitová tyč byla situována v bezprostřední blízkosti k ostatním tyčím. V následujícím textu jsou obsažena naměřená data z období 5.8.2016 – 20.12.2017.

Úvodní měření bylo provedeno již při jejich aktivaci v rámci kapitoly 6.3.4, následně po finální injektáži (Obr. 6.15) a pokračovalo dále do konce roku 2017. Měření bylo prováděno v diskrétních časech, jelikož se místo sanace nachází ve volně přístupném prostoru a bylo by komplikované instalovat ústřednu s kontinuálním měřením a dostatečně ji zabezpečit před zcizením. Kabeláž od tenzometrů je tedy vyvedena do instalačních krabiček v místě sloupu, na kterou se připojila vždy ústředna a přes notebook byly odečteny aktuální hodnoty přetvoření z tenzometrů, Obr. 6.16.

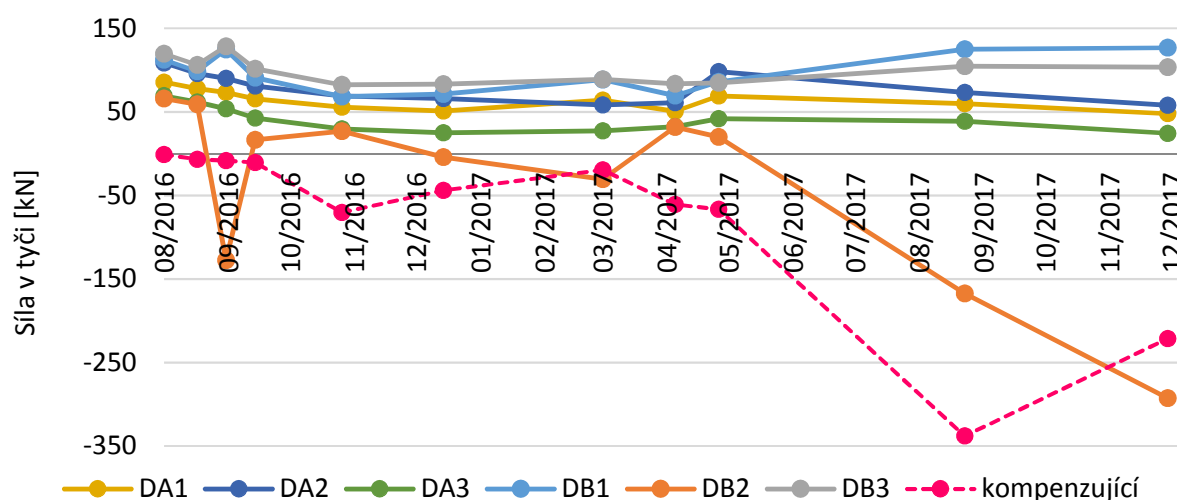


Obr. 6.15 Měření odporových tenzometrů přes ústřednu po finální injektáži sanace



Obr. 6.16 Dlouhodobé měření odporových tenzometrů instalovaných na tyčích

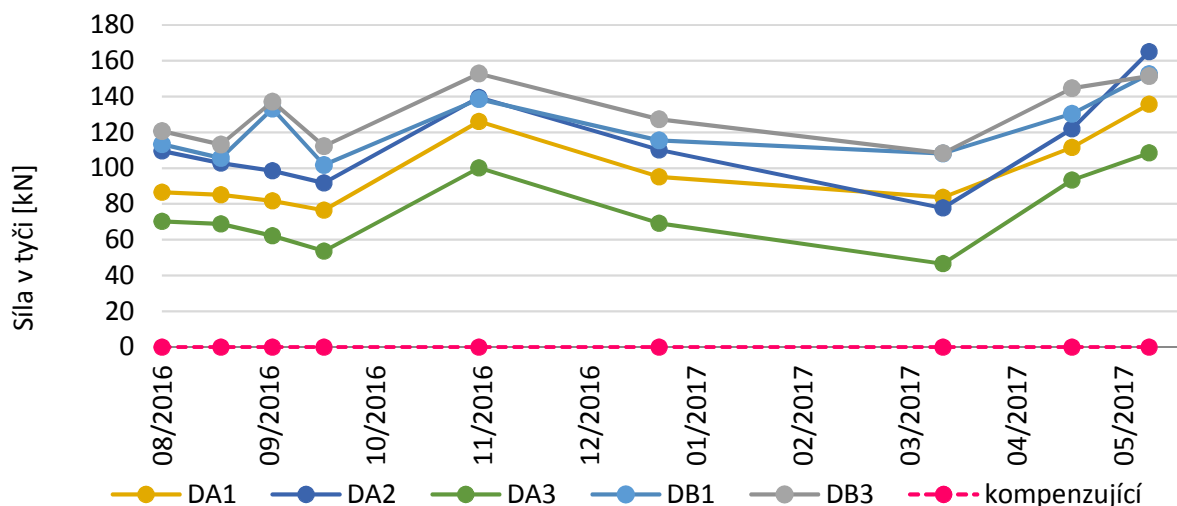
Jak již bylo zmíněno, závitové tyče s nainstalovanými odporovými tenzometry byly dopředu kalibrovány, takže odečtené hodnoty přetvoření byly jednoduše a zároveň bezpečně přepočitatelné na vnitřní sílu v tyči. Naměřené hodnoty z tenzometrů byly opraveny o nulté měření, aby byla vždy zjištěna aktuální síla působící v tyči. Pro tyče, na kterých byla prováděna zkouška progresivního chování kotvení (kapitola 6.3.4), jsou uvedeny jejich vnitřní síly z dlouhodobého měření na Obr. 6.17. Počáteční hodnota síly v tyči je stanovena jako síla naměřená cca 60 minut po zakotvení. Součástí této síly jsou i krátkodobé ztráty předpětí. V případě tyčí DB2 a DA3 bylo pozorováno po zakotvení značné snížení síly v tyčích ze zkoušených cca 150 kN (Obr. 6.13) na 78 kN, které je přisuzováno pokluzu kotvy, respektive deformací kontaktu kotevní desky a přilehlého betonu (kapitola 6.3.3). U tenzometru na tyči DB2 bylo už při druhém odečtu dat pozorováno anomální chování. Jak se později v průběhu měření ukázalo, tak tento tenzometr neposkytoval relevantní údaje. V průběhu měření se neměnila úroveň zatížení na konstrukci.



Obr. 6.17 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích použitých pro sanaci

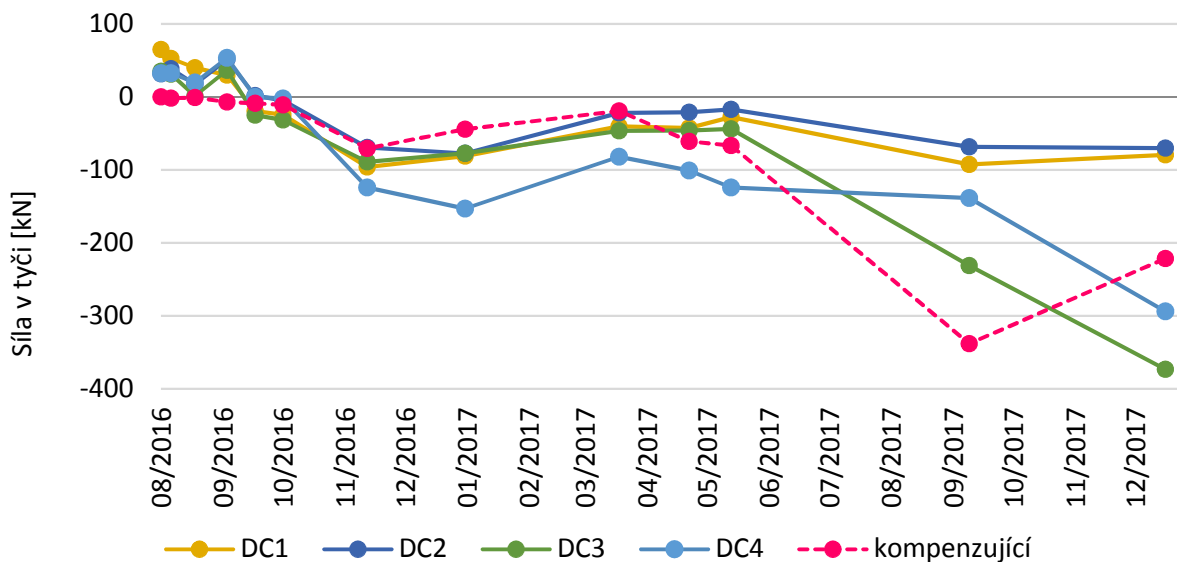
Měření na kompenzujícím prvku ukázala v posledních dvou odečtech výrazné odchylky oproti předchozímu trendu. Data na ostatních tyčích (s výjimkou DB2) naopak nevykazují výrazné výkyvy v odečtených hodnotách přetvoření, resp. v přepočtu na sílu. Během měření v září 2017 bylo objeveno poškození na kabelu u kompenzujícího tenzometru. Data z posledních dvou měření tedy byla vyloučena. Při opravě naměřených hodnot o data z kompenzujícího prvku by mělo dojít k odečtení reálných hodnot stavu napjatosti v tyčích. Data jsou vynesena do přehledného grafu na Obr. 6.18, kde je vyznačen i průběh síly na kompenzujícím prvku redukován o odečty v diskrétních časech, tzn. je dosaženo nulových hodnot.

Při analýze opravených dat o kompenzační prvek je pozorováno neobvyklé navýšení hodnot v 11/2016 a následně v 04/2017 a 05/2017. Tyto údaje vyjadřují určitou pochybnost nad relevancí naměřených dat z kompenzačního prvku, u kterého zřejmě došlo také k poruše na měření jako u DB2. Za lépe vypovídající hodnoty o skutečném stavu napjatosti tyčí jsou považovány na Obr. 6.17, kde je vystižen trend poklesu síly v tyčích v prvních 2 měsících a následně oscilace hodnot.



Obr. 6.18 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích použitých pro sanaci opravený o měření na kompenzujícím prvku

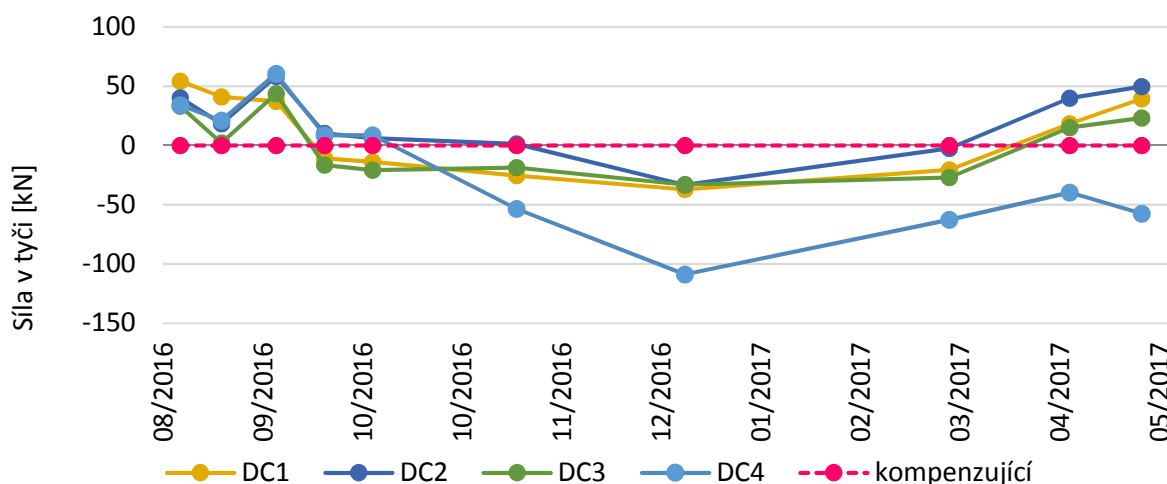
Pro porovnání chování řádně podlitých kotevních desek byla odečítána i data na závitových tyčích, u kterých tento detail nebyl řádně proveden (podrobněji kapitola 6.3.3). Vykreslení průběhu zachycených hodnot neopravených o kompenzující prvek jsou uvedeny na Obr. 6.19 až do 12/2017. U těchto vzorků se očekával výrazně větší rozptyl hodnot síly v porovnání s řádně provedeným detailem podlití. Patrný je především pokles v úvodních měsících, kdy došlo k odečítání hodnot se záporným znaménkem, což indikuje tlak v jednotlivých tyčích. U senzorů na tyčích DC3 a DC4 jsou v posledních dvou odečtech výrazně abnormální hodnoty oproti předcházejícímu trendu. Na datových kabelech těchto tenzometrů bylo zjištěno poškození ve stejné době jako u kompenzujícího prvku.



Obr. 6.19 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích s nedostatečným podlitím kotevních desek

Hodnoty byly následně upraveny o vliv kompenzujícího prvku v době, kdy se předpokládalo jeho bezproblémové fungování (08/2016 – 05/2017). Na Obr. 6.20 je na

konci měření patrný návrat hodnot do oblasti tahu, ale tento efekt je dán především poklesem dat z měření na kompenzujícím prvku v dubnu a květnu 2017. Toto zjištění pouze potvrzuje předpoklad, že jsou již v tomto období data zavádějící.



Obr. 6.20 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích s nedostatečným podlitím kotevních desek opravený o měření na kompenzujícím prvku

Ukázalo se, že měření v podmínkách stavby, kde nejsou zaručeny dlouhodobé stálé podmínky, je více náchylné na nepřesnost měření. Je nutné také podotknout, že únosnost je zajišťována závitovou tyčí a vlastní předeptnutí je určitý benefit použitého postupu (dále popsáno v kapitole 6.6). Především na žádné z pozorovaných tyčí s kvalitním podlitím kotevní desky nedošlo k vymizení vnesené síly.

6.6 Porovnání účinnosti zesílení konstrukce

V Příloze 4 je prezentován výpočet pro porovnání zesílení základové konstrukce pomocí přístupu popsáném Ruizem a kol. v [27], resp. v produktovém manuálu Hilti pro dodatečně instalovanou smykovou výztuž [34]. Tyto výpočty jsou založené na normě SIA 262 z roku 2003 [86] a s mírnou úpravou jsou aktualizované na MC 2010 (jelikož v oblasti protlačení desek je SIA 262 velmi podobná MC 2010, jsou rozdíly ve výsledném zesílení mezi nimi pouze v jednotkách procent). Ve výpočtu jsou uvedeny dvě varianty zesílení pro technologii popisovanou v této práci, které jsou založeny na přístupu MC 2010 pro porovnání efektivnosti zesílení.

V první variantě není uvažováno s přínosem předeptnutí pro aktivovanou sílu v tyči. Ve vzorci (6.23) je tak dosazeno za $\sigma_{s,p}$ nulová hodnota. Pro tuto variantu je při stejném počtu dodatečné smykové výztuže jako u metody Hilti dosaženo obdobných hodnot únosnosti sanované konstrukce (pro Hilti $V_{Rd} = 4153 \text{ kN}$, pro popisovanou technologii $V_{Rd} = 4148 \text{ kN}$). Při zahrnutí napětí v tyči od její aktivace $\sigma_{s,p}$ dojde k navýšení hodnoty únosnosti zesílené konstrukce na $V_{Rd} = 4940 \text{ kN}$.

Do výpočtů je zanesena jedna drobná změna pro technologii Hilti, kde je přidán posudek vytržení kužele betonu pro část nad trhlinou směrem k nepřístupné části (zelená oblast na Obr. 6.7). Stejný posudek je v práci popsán v rámci rovnice (6.19). Pro Hilti je

uvažováno s maximální velikostí jejich dostupného výrobku M20 a pro předkládanou technologii tyče $\varnothing 25$ mm, na kterých jsou získána experimentálně data. Je třeba poznamenat, že výpočet je také výrazně ovlivněn použitým lepidlem pro chemické kotvení, kde u lepidla Hilti HIT-RE 500 [87] je uvažováno s návrhovou hodnotou kotvení $\tau_{b,d} = 6,9\text{MPa}$, ale pro experimenty bylo použito lepidlo Geoflex od firmy Minova [81] s přepočtenou návrhovou hodnotou kotvení $\tau_{b,d} = 2,86\text{MPa}$.

Pro porovnání v Příloze 4 byl vybrán jeden reprezentující příklad. Avšak při porovnání variant s jinými vstupními údaji (geometrie, zatížení, pevnost betonu apod.) je dosahováno stejného či velmi obdobného počtu dodatečné výztuže v pasivní variantě jako u Hilti. Varianta s uvažováním aktivního příspěvku předeprnutí je však prakticky vždy výhodnější co do počtu realizovaných vrtů. Na druhou stranu je třeba otevřeně poznamenat, že pro ni nebyly provedeny destruktivní zkoušky na experimentech. Pro vlastní návrh zesílení tak autor konzervativně doporučuje neuvažovat s příspěvkem aktivace tyče pro návrh sanace protlačení, a to s ohledem na současný stav prozkoumání této technologie.

6.7 Závěr ze zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží

Pro specifické zesilování základových konstrukcí byla vyvinuta technologie, která se zakládá na obecných mechanických principech *Critical Shear Crack Theory*. Významnou inovací je použití kombinovaného kotvení pomocí vlepení dodatečné smykové výztuže a její kotvení mechanickou rozpěrnou kotvou.

V průběhu postupného přibližování k výslednému návrhu se ukázalo jako nejzásadnější vhodné nalezení sekvence po sobě následujících technologických kroků, které ovlivňují výslednou účinnost zesílení konstrukce.

Mezi hlavní benefity vyvinuté technologie je možné řadit:

- možnost zesílení konstrukce přístupné pouze z jednoho povrchu,
- prokázaný pracovní postup zajišťující aplikaci na konstrukcích pod hladinou podzemní vody,
- použití běžně dostupných výrobků bez nutnosti použití nestandardní technologie,
- výsledné zesílení bez vlivu na analytický model konstrukce,
- eliminace šikmého vrtání.

I tato technologie však má své omezení, které především spočívá v realizaci vrtu skrz celou výšku betonové konstrukce. U přístupného povrchu je možné nedestruktivně identifikovat polohu výztuže (např. detekčním skenerem, profometrem apod.), ale u nepřístupného povrchu prakticky není možné určit polohu stávající výztuže a tím pádem

se vyhnout jejímu převrtání při realizaci vrtů. Je tedy nutné, aby konstrukce měla dostatečnou rezervu ve své ohybové únosnosti.

Směr budoucího vývoje pro tuto technologii je rozdělen na několik částí. V první řadě by bylo velmi přínosné provést experimentální ověření absolutní únosnosti na zesílených vzorcích betonových desek. Pro další rozvoj je možné se zabývat optimalizací použitého lepidla s ohledem na vyšší hodnoty napětí v soudržnosti. V případě prokázání příspěvku předepnutí k absolutní hodnotě zesílení by byla tato technologie jedna z nejefektivnějších v porovnání s ostatními pro realizaci z jedné strany konstrukce.

Autorovi není v současné době známa obdobná experimentální kampaň zabývající dlouhodobým sledováním sanace protlačení pomocí aktivované dodatečné ocelové smykové výztuže. Provedené dlouhodobé měření tak není možné porovnat se současným výzkumem. Proto by bylo vhodné dále pokračovat na dlouhodobém měření vnesené síly, aby bylo možné prokázat trvanlivost tohoto řešení.

7 POZNÁMKY K POSUZOVÁNÍ PROTLAČENÍ

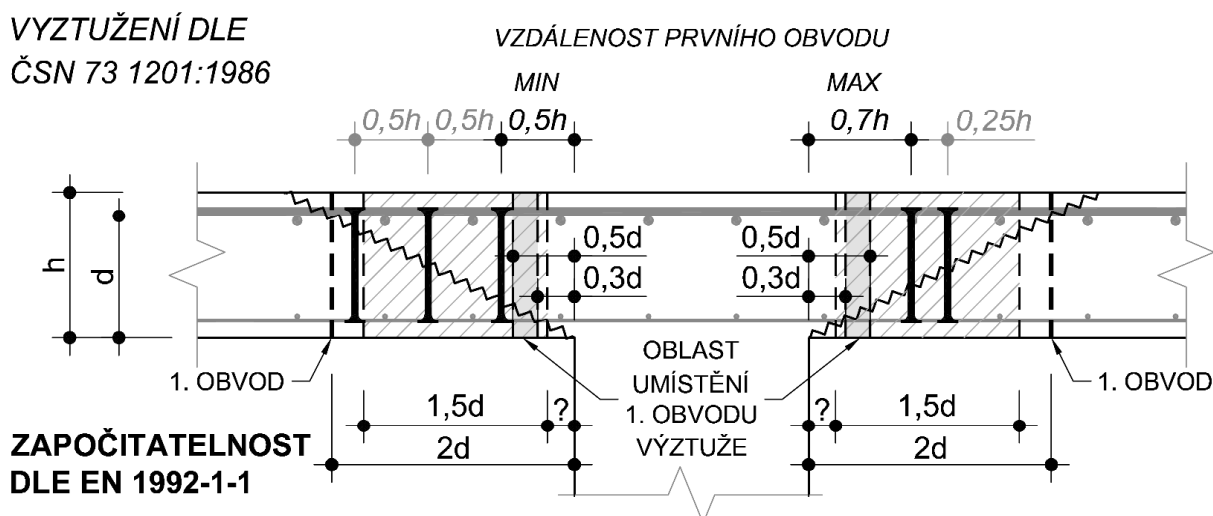
Na závěr práce jsou uvedeny poznámky k výpočtu protlačení, které autor na základě své praxe považuje za velmi důležité pro vlastní návrh zesílení na protlačení a zároveň při jejich špatné interpretaci může dojít k podcenění samotného návrhu.

7.1 Porovnání započitatelnosti smykové výztuže podle EN 1992-1-1

Stanovení únosnosti v protlačení bylo pro vybrané standardy představeno v kapitole 2.2. Výpočet je však doprovázen konstrukčními zásadami umístění smykové výztuže do desky, které jsou více či méně zakomponované přímo do výpočtů. Dále je uvedeno porovnání neplatné normy ČSN 73 1201:1986 s aktuální EN 1992-1-1:2004 a s nejnovější teorií založenou na mechanickém modelu MC 2010. Do výčtu nejsou zahrnuty speciální ustanovení pro prefabrikované hlavice dle ČSN 73 1204:1986 [88].

Typickým praktickým příkladem může být konstrukce vyprojektovaná před 25 lety, u které dochází vlivem změny využití ke zvýšení zatížení a je nutné posouzení zesílení konstrukce na protlačení. Na Obr. 7.1 a Obr. 7.2 je nad deskou vyznačena geometrie stávající smykové výztuže podle konstrukčních zásad ČSN 73 1201:1986. Na levé části je vždy první výztuž umístěna do prvního započitatelného místa tj. $0,5h$ (kde h značí tloušťky desky) a na pravé části je vždy umístěna do nejzazšího místa umožněného touto normou. Jelikož v normě nejsou exaktně popsány radiální vzdálenosti jednotlivých obvodů výztuže mezi sebou, je uvažována pro levou část vzdálenost $0,5h$ a pro pravou $0,25h$ (přibližně odpovídá schématu umístění výztuže na Obr. 2.22).

Podle přístupu EN 1992-1-1 je požadována první smyková výztuž v oblasti $0,3d-0,5d$. Již ze samotné definice účinné výšky d (vždy je menší než tloušťka desky h) je tedy zřejmé, že není možné splnit tento požadavek u desek vyztužených dle zásad staré normy. Při zesilování na protlačení v souladu se současně platnou normou je nutné vypořádat se s chybějícím prvním obvodem v požadované vzdálenosti od líce podpory.



Obr. 7.1 Porovnání konstrukce vyztužené dle ČSN 73 1201:1986 a přístup EN 1992-1-1 k započitatelnosti smykové výztuže

Při výpočtu únosnosti podle rovnice (2.4) není exaktně definované, z jaké oblasti se vlastně počítá smykové vyztužení. Ve vzorci uvedena vzdálenost $1,5d$, ačkoliv je posudek prováděn ve vzdálenosti $2d$. Tento výpočtový přístup má reflektovat to, že je možné započítat pouze řádně zakotvenou smykovou výztuž. Umístění oblasti $1,5d$ však není zřejmé.

Z pohledu přepočtu konstrukce (a ne návrhu) tak může vzejít mylný dojem, že pravá část Obr. 7.1 je více únosná v protlačení než levá. Na začátku rovnice (2.4) vstupuje člen $1,5(d/s_r)$, kterým je přenásobena únosnost jednoho obvodu smykové výztuže (označená jako $v_{Rd,s,1}$). Velikosti radiální vzdálenosti s_r pro pravou část Obr. 7.1 nabývá poloviční hodnoty oproti levé, a to způsobuje výrazně jiný výsledek únosnosti se smykovou výztuží v protlačení. Výpočet je dokumentován následovně:

Výpočet pro levou stranu Obr. 7.1:

$$v_{Rd,cs,L} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,eff}(1/u_1d)\sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,L} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/0,5h)v_{Rd,s,1}$$

Výpočet pro pravou stranu Obr. 7.1:

$$v_{Rd,cs,P} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,eff}(1/u_1d)\sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,P} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/0,25h)v_{Rd,s,1} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 2 \cdot [1,5(d/0,5h)v_{Rd,s,1}]$$

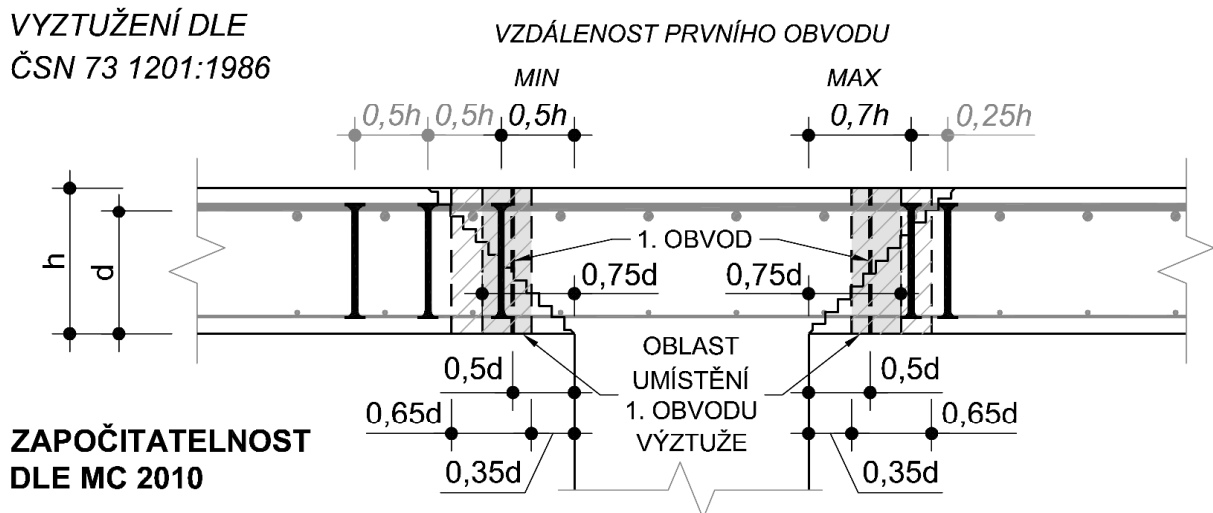
$$v_{Rd,cs,P} = v_{Rd,cs,L} + 1,5(d/0,5h)v_{Rd,s,1}$$

Samozřejmě je nutné zmínit omezující podmínku pro $v_{Rd,cs} \leq k_{max}v_{Rdc}$ ve formě násobku únosnosti samotného betonu, který však může dosahovat vyšší hodnoty než $v_{Rd,cs,L}$.

V popsaném případě je nutné posoudit kromě prvního obvodu se smykovou výztuží i vnější obvod, zdali zde již není potřebná smyková výztuž. Tento posudek výrazně sníží únosnost pravé strany, jelikož je poslední smyková výztuž umístěna blíže k podpoře než na levé straně a obvod u_{out} tak dosáhne menší hodnoty.

Současná úprava výpočtu únosnosti v protlačení se smykovou výztuží podle EN 1992-1-1 je autorem považována za mírně zavádějící a považoval by za vhodné definovat člen $1,5(d/s_r)A_{sw}$ z rovnice (2.4) jako množství výztuže z pevně definované oblasti od líce desky. Tento přístup používá MC 2010 v rovnici (2.14), kde je jasně popsána oblast $0,35d - 0,75d$ pro započtení průřezové plochy smykové výztuže v ní umístěné. Bohužel v připravované nové EN 1992-1-1:2020 je úprava výpočtu plochy smykové výztuže (rovnice (2.28)) obdobně nešťastně definována jako ve stávajícím stavu.

Přístup MC 2010 k umístění prvního obvodu smykové výztuže od líce podpory je oproti EN 1992-1-1 benevolentnější a umožňuje jeho polohu až do vzdálenosti $0,75d$. Pro levou stranu Obr. 7.2 je první výztuž v přijatelné poloze, ale pro pravou stranu je umístěna příliš daleko a nejsou tedy splněny předpoklady pro výpočet.



Obr. 7.2 Porovnání konstrukce vyztužené dle ČSN 73 1201:1986 a přístup MC 2010 k započitatelnosti smykové výztuže

Na příkladu bylo ukázáno, jaký výrazný vliv má rozmístění smykové výztuže desky při pohledu současné normy (EN 1992-1-1) a vědeckých poznatků (MC 2010). Při zesilování stávajících desek se smykovou výztuží je tak nutné prakticky v každém případě navrhnout řešení pro příliš vzdálený první obvod stávající smykové výztuže.

7.2 Stanovení síly působící na protlačení desky

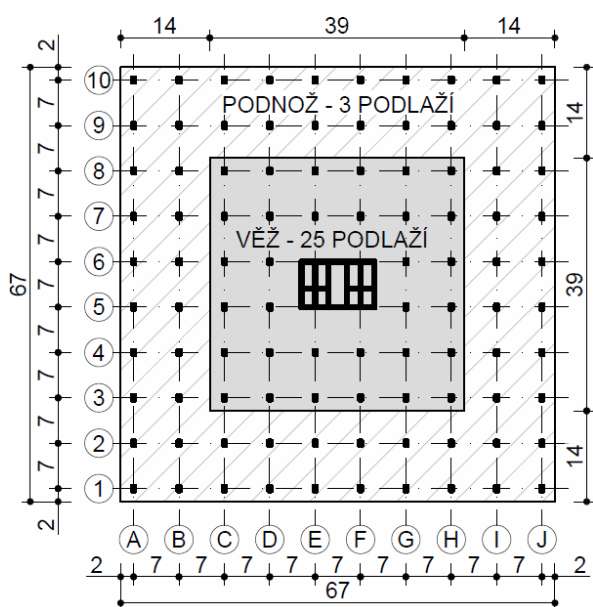
Jeden z často zanedbávaných jevů pro stanovení síly na protlačení u lokálně podepřených desek je jejich rozdílná deformace v místě podpor. Ačkoliv na první pohled není evidentní spojitost mezi globálním modelem a lokálním posudkem protlačení, tak v této kapitole je názorně ukázáno, jak je tento faktor významný. Především se jedná o nerovnoměrné sedání konstrukce, jehož vhodné určení silně závisí na použitém výpočtovém modelu. Tento jev je třeba zohlednit nejenom při návrhu nové konstrukce, ale také při posudku stávající.

Typickým příkladem konstrukcí vyžadujících větší pozornost jsou budovy s půdorysně ustupujícími patry po výšce, které jsou obvykle řešeny v kombinaci s podzemními patry (technologickými, garážovými apod.) půdorysně většího rozsahu. Roznos zatížení z výškové části do rozšířené podnože je tak přenášen přes prvky pro něj navržené (průvlaky, stěny). V případě jejich absence se roznos realizuje přes samotné subtilní stropní desky. U desek je však globální přenos smyku zpravidla zanedbáván, protože desky jsou prakticky výlučně vyhodnocovány separátně od celkového modelu, a to především z důvodu omezení současného softwarového i hardwarového vybavení. U programů, které již tyto jevy dokážou zohlednit, však zpravidla neúměrně roste výpočtový čas. Na reprezentativním příkladu jsou ukázány značné rozdíly mezi lineárními modely, které se běžně používají v projekční praxi.

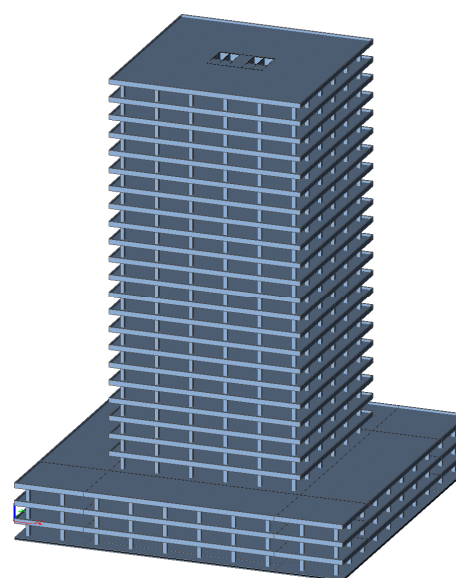
7.2.1 Lineární globální model budovy

Pro reprezentativní příklad byla zvolena vícepatrová budova s 25 podlažími, které jsou tvořeny 3 patry rozšířené základny, dále nazývané jako podnož, a 22 patry výškové

věže. Konstrukční výška je konstantní 3,6 m v každém patře. Věž má půdorysné rozměry 39×39 m, tři patra podnože jsou půdorysně zvětšena o dva moduly (7,0×7,0 m) do všech směrů. Pro účely studie byl záměrně zvolen konstrukční systém lokálně podepřených desek s vnitřním centrálním komunikačním jádrem tvořeným stěnami tloušťky 300 mm z betonu C45/55. V konstrukci jsou nerovnoměrné deformace přenášeny výlučně samotnými deskami. Ve výškové části bylo uvažováno se sloupy o rozměrech 0,8×0,6 m, v podnoži půdorysně mimo výškovou část pak 0,4×0,4 m. Tloušťka stropních desek z betonu C30/37 byla jednotná pro všechna patra 250 mm. Půdorysné schéma analyzované konstrukce je na Obr. 7.3 a axonometrický pohled na model je na Obr. 7.4. Jednotlivé základní nosné prvky byly předběžně posouzeny, aby jejich dimenze odpovídala reálným dimenzím. Celý lineární model byl sestaven ve výpočetním softwaru SCIA Engineer.



Obr. 7.3 Půdorys budovy pro analytickou studii



Obr. 7.4 Axonometrický pohled na výpočtový model

7.2.1.1 Podepření modelu

Jako základové poměry byly zvoleny středně ulehle štěrky. Způsob založení byl zvolen jako kombinace hlubinného a plošného. Pod každým sloupem je uvažována pilota ve věžové části $\varnothing 1200$ mm a mimo ni $\varnothing 900$ mm a pod jádrem skupina pilot $\varnothing 1200$ mm. V oblasti pod věží je modelována základová deska o tloušťce 1,0 m a pod zbylou částí podnože 0,5 m z betonu C30/37.

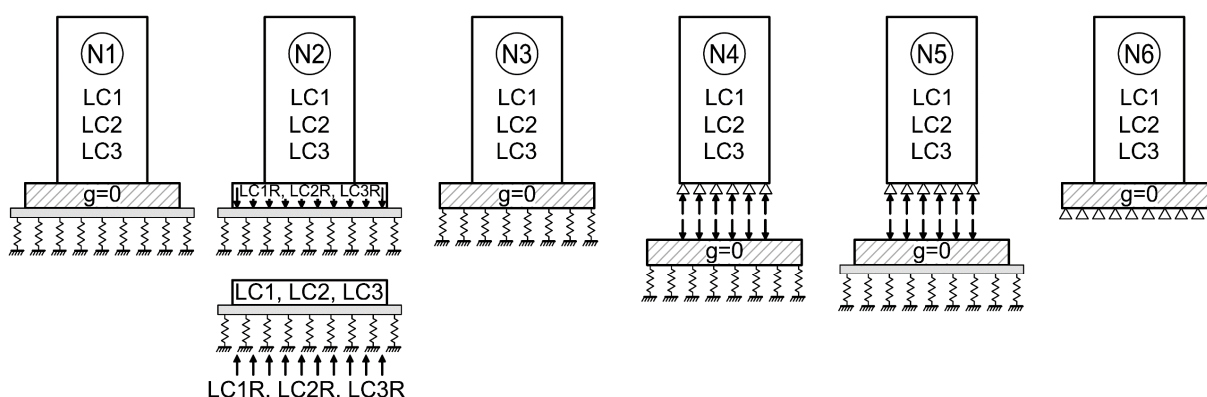
Byly porovnávány modely s různými typy podepření a zohledněním postupu výstavby (schéma modelů je uvedeno na Obr. 7.5):

- N1 Celkový model budovy v interakci s podložím (modul Soilin používající povrchový model podloží založený na Pasternakově modelu [89]), podnož uvažována s nehmotným materiálem, aby bylo možné vyhodnotit pouze příspěvek vlastní tíhy věže.

- N2 Celkový model budovy v interakci s podložím, nehmotná podnož (model N1). Přidány zatěžovací stavy se zatížením odpovídající reakcím samostatného modelu podnože v interakci. Tím je simulována odezva podloží na celkové zatížení (u modelu 1 interakce s podložím odpovídá pouze zatížení věže).
- N3 Celkový model budovy na Winklerově modelu podloží (bez zohlednění smykových vlastností zeminy) s nehmotnou podnoží.
- N4 Model podnože na Winklerově modelu podloží zatížený reakcemi modelu samostatné věže pevně podepřené nad úrovní podnože.
- N5 Model podnože v interakci s podložím zatížený reakcemi modelu samostatné věže pevně podepřené nad úrovní podnože.
- N6 Celkový model budovy pevně podepřené s nehmotnou podnoží.

7.2.1.2 Zatížení modelu

Kromě vlastní tíhy (LC1) jednotlivých prvků byly uvažovány další 2 zatěžovací stavy. Ostatní stálé (LC2) zatížení reprezentovalo skladbu podlahy ($2,5 \text{ kN/m}^2$), technické vybavení a tíhu fasády po obvodě (3 kN/m). Součástí nahodilého zatížení (LC3) byly kromě užitého zatížení (3 kN/m^2) ještě přemístitelné příčky ($1,2 \text{ kN/m}^2$). Pro návrh dimenzí svislých konstrukcí bylo uvažováno s redukcí užitého zatížení dle počtu pater budovy ve smyslu 6.2.2(2) EN 1991-1-1 [90]. Tento článek normy se týká pouze návrhu sloupů a stěn. Pro příspěvek smyku pro desky od globálního modelu není tento článek použit, avšak dle názoru autora by mohl být tento článek aplikován z pohledu, že se jedná o globální účinek vyšetřovaný na dílčí konstrukci.



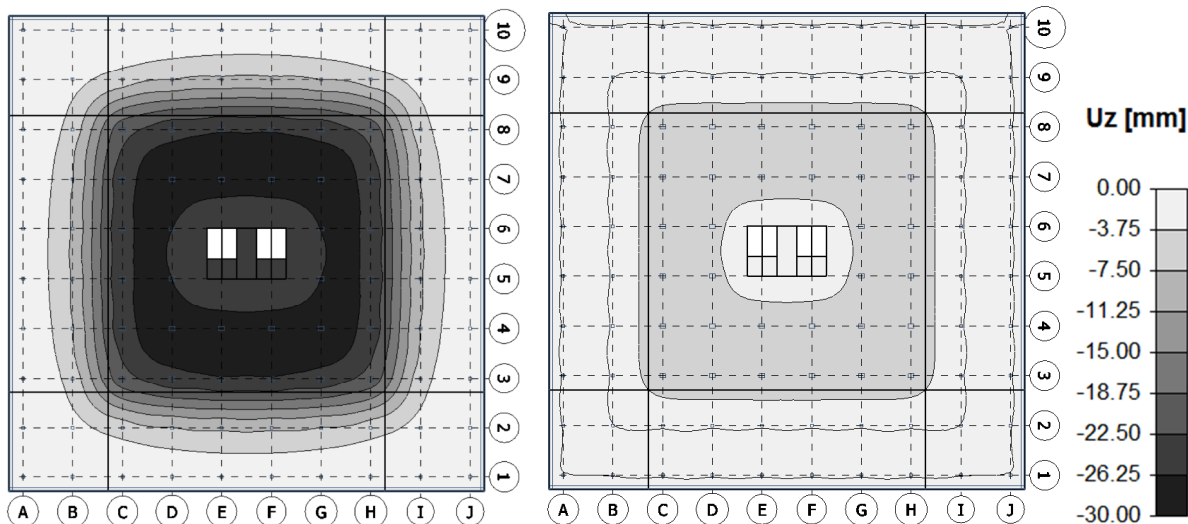
Obr. 7.5 Schéma jednotlivých typů modelů budovy včetně uvažovaného zatížení

7.2.2 Porovnání globálních modelů

Vyhodnocení je zaměřeno na chování podnože z pohledu deformace její střešní desky a vnitřních sil vznikajících ve sloupech od nerovnoměrného sednutí, které tvoří smykové příspěvky na protlačení u desek podnože.

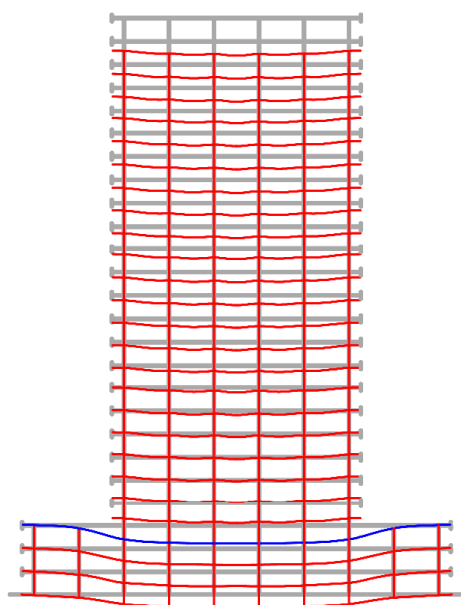
7.2.2.1 Globální deformace

Pro názornost rozdílnosti modelů byly na řešené desce vyhodnoceny deformace od kvazistálé kombinace z globálních modelů s nehmotnou podnoží. Proto nejsou k vidění typické průhyby od vlastní tíhy na deskách podnože na Obr. 7.6 a Obr. 7.7, ale pouze deformace od sedání budovy a poměrného zkrácení sloupů. Průhyby od vlastní tíhy jsou naopak vidět ve výškové části na Obr. 7.8 a Obr. 7.9. Pro porovnání výsledků z modelů v rámci jednoho patra byl zvolen jako souřadnicový počátek bod nad sloupem A/5. Lokální deformace desek je možné vyčíst v grafu na Obr. 7.10.

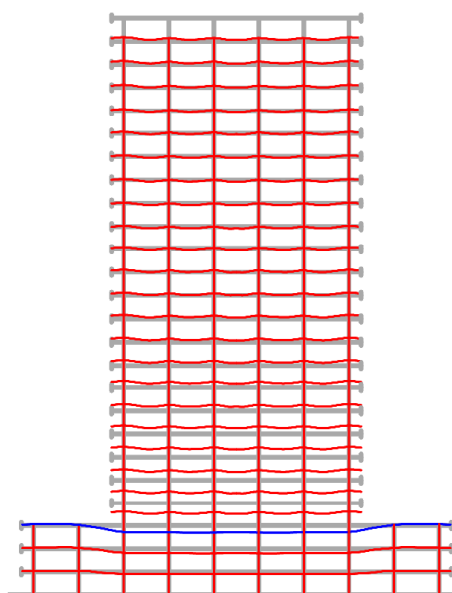


Obr. 7.6 Deformace uz pro střešní desku podnože – model N2 od kvazistálé kombinace

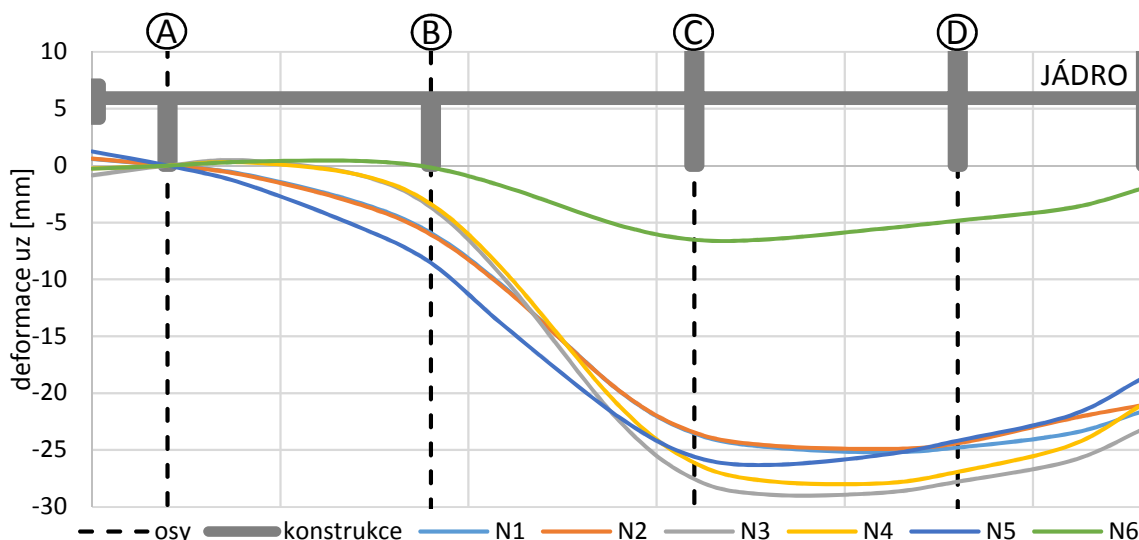
Obr. 7.7 Deformace uz pro střešní desku podnože – model N6 od kvazistálé kombinace



Obr. 7.8 Globální deformace konstrukce v ose 5 pro model N1 (100x převýšeno)



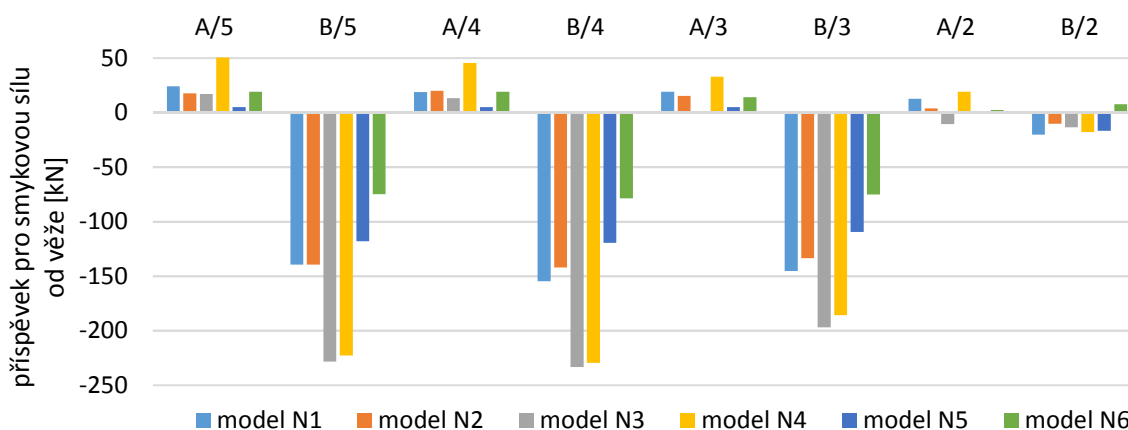
Obr. 7.9 Globální deformace konstrukce v ose 5 pro model N6 (100x převýšeno)



Obr. 7.10 Průběh deformace u_z od kvazistálé kombinace od zatížení ve věži v ose 5

U modelu N6 je svislá deformace stropní desky výrazně odlišná od ostatních modelů, jelikož použitý způsob modelování vůbec nevystihuje deformaci podloží, a tak je průhyb desky dán pouze zkrácením sloupů od zatížení nad nimi. Modely N1 a N2 jsou řešeny pomocí povrchového modelu založeného na Pasternakově modelu, který je obecně považován za nejlépe vystihující model z použitých při této analýze [91]. Rozdíly mezi modely N1 a N2 jsou velmi malé, pouze v oblasti před jádrem dochází k diferencím, které jsou způsobeny jiným cílovým zatížením, pro které software hledá řešení interakce. V zájmovém místě na prvním modulu mimo věž dochází u modelu N3 a N4 k poloviční hodnotě deformace v porovnání s modelem N2, tato skutečnost pak následně ovlivňuje i příspěvek od věže na protlačení. Model N5 vykazuje na ose B největší deformace, které však nevystihují dostatečně realitu, protože chybí část tuhosti konstrukce absencí věže. Zároveň jsou hodnoty zatížení z věže stanoveny na pevných podporách, takže se zanedbává rozdělení vnitřních sil v důsledku interakce s podložím.

Pro každý model byly odečteny vnitřní síly ve sloupech podnože vně věže od zatěžovacích stavů, které působily pouze v rámci věže, a jsou uvedeny na Obr. 7.11.



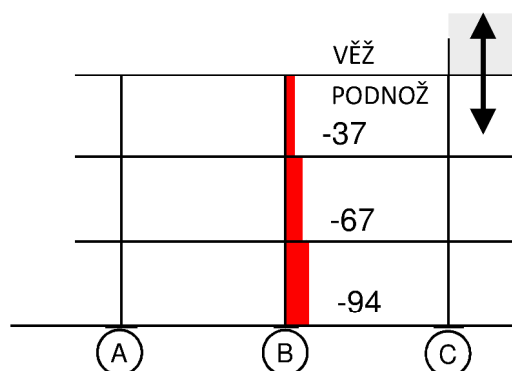
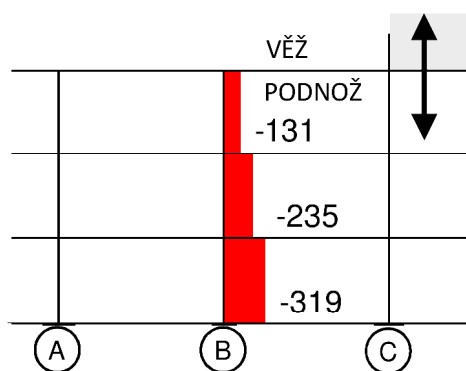
Obr. 7.11 Příspěvek pro smykovou sílu od věže v jednotlivých sloupech na dílčích modelech pro kombinaci mezní stav únosnosti dle rovnic 6.10a/b EN 1990 [76]

Vnitřní síly odečítané ze sloupů odpovídají přímo příspěvku na protlačení pro danou konstrukci. Velikost vyvozených sil ve sloupech je dána ne hodnotou deformace v místě sloupu, ale diferencí vzhledem k navazující konstrukci. Proto je nejvyšší přírůstek na protlačení u modelů N3 a N4, kde je jedna z nejnižších deformací v ose 2, ale při zohlednění rozdílu vůči ose 3 jsou hodnoty naopak největší. Je nutné mít na vědomí, že u těchto modelů nejsou zohledněny smykové vlastnosti základových poměrů, které velmi ovlivňují rozhraní mezi tlustší a tenčí základovou deskou.

Model N6 nemůže zohlednit příspěvek od sedání konstrukce jako celku, a tak příspěvek na protlačení je pouze od přetvoření sloupů pod věží. U modelu N5 je již zohledněno smykové působení podzákladí, ale není zohledněno přerozdělení vnitřních sil v rámci interakce s podložím. Tyto nedostatky eliminují modely N1 a N2, u kterých příspěvek na protlačení dosahuje prakticky totožných hodnot a je také považován za nejvýstižnější pro analýzu přírůstku v protlačení. V krajní řadě sloupů dochází u některých modelů i k tahovým reakcím, které jsou ovlivněny volbou modelu a základových poměrů.

Kromě příspěvku pro smykovou sílu v místě podepření dochází i k vyvození nevyrovnaného momentu v desce, který musí být ve výpočtu zohledněn (např. u EC2 v součiniteli β , viz kapitola 2.2.1).

Příspěvek na protlačení po výšce podnože není rovnoměrný v každém patře (Obr. 7.12). Tento jev je způsoben jinou tuhostí navazujících konstrukcí. S ohledem na reálné působení železobetonu porušeného trhlinami se v praxi často využívá přístup snížení modulu pružnosti materiálu při zachování lineární analýzy. Tím dojde ke změkčení vodorovných konstrukcí a svislé deformace při vyšetřování samostatné desky se více přiblíží reálnému chování, tzn. nereflektuje se globální vliv potrhání desek. Pro názornost byl u modelu N1 snížen modul pružnosti na třetinu (tím byl snížen i smykový modul pružnosti). Přírůstek k protlačení na sledované konstrukci z globálního modelu se snížil přibližně na třetinu (Obr. 7.13) při zachování stejné deformace desek jako je uveden na Obr. 7.10 pro model N1. Tento stav odpovídá principům stavební mechaniky, kde ponížením modulu pružnosti dojde ke snížení účinku deformačního zatížení.



Obr. 7.12 Průběh příspěvku na protlačení z globálního modelu N1 po výšce podnože $E = 33 \text{ MPa}$

Obr. 7.13 Průběh příspěvku na protlačení z globálního modelu N1 po výšce podnože $E = 11 \text{ MPa}$

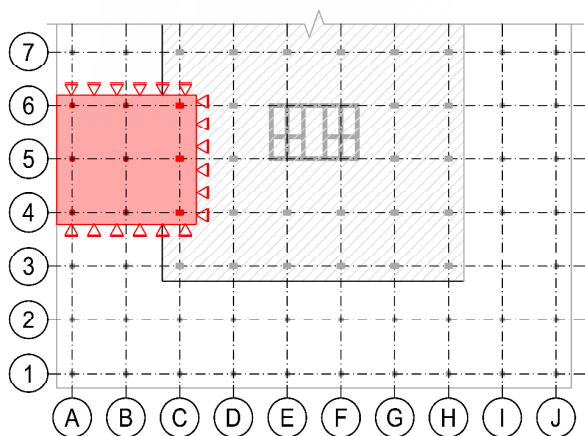
Vzhledem k výrazné závislosti tohoto jevu na tuhosti samotných desek bylo přistoupeno k materiálově nelineární analýze konstrukce.

7.2.3 Výsekový nelineární model

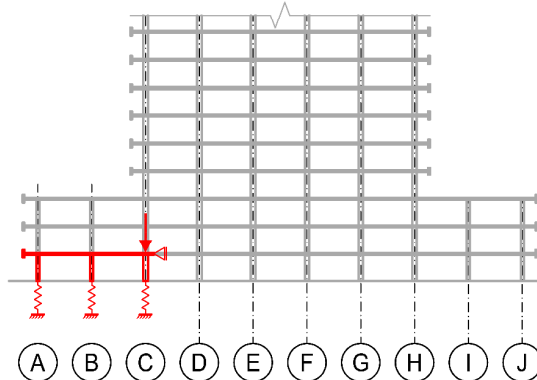
V analýze chování globálního modelu byla především řešena volba vhodného způsobu modelování interakce s podložím a samotná konstrukce budovy byla modelována jako lineárně pružný materiál. Pro podrobnější studium přenosu smyku je třeba z důvodu vyšších nároků na hardware i software v nelineárních řešičích vytvořit pouze výsekový model. Konstrukce byla analyzována v programu ATENA 3D v5.0 (podrobnější popis SW je v kapitole 5.1.1).

Výsekový model byl uvažován z modelu N1 (viz předešlá kapitola) pro spodní desku podnože. Globální účinek byl zaveden formou zatížení na sloup odpovídající síle ve spodním patře věže. Jednotlivým sloupům byla určena odpovídající tuhost podpor. Alternativně by bylo možné použít zatížení ve formě poklesu podpory, avšak při materiálově nelineárním řešení by tímto způsobem byly sloupy zatěžovány tahem. Nejednalo by se tak o vhodné vystižení skutečného působení.

Nelineární model zasahoval do 4 modulů na šířku (3 sloupové pruhy + 2 pole mezi nimi) tak, aby bylo možné vystihnout přenos smyku přes celou šířku. Pro menší (užší) modely je smykový tok přenášen malou částí konstrukce a reakce tak nemůže korespondovat s globálním modelem. Naopak pro širší výsekový model již nepřináší přesnější výsledky a nadbytečně se zvyšuje výpočtový čas. Schéma umístění konstrukce v půdorysu je na Obr. 7.14 a ve svislé řezu budovou na Obr. 7.15.



Obr. 7.14 Umístění výsekového modelu v půdoryse budovy

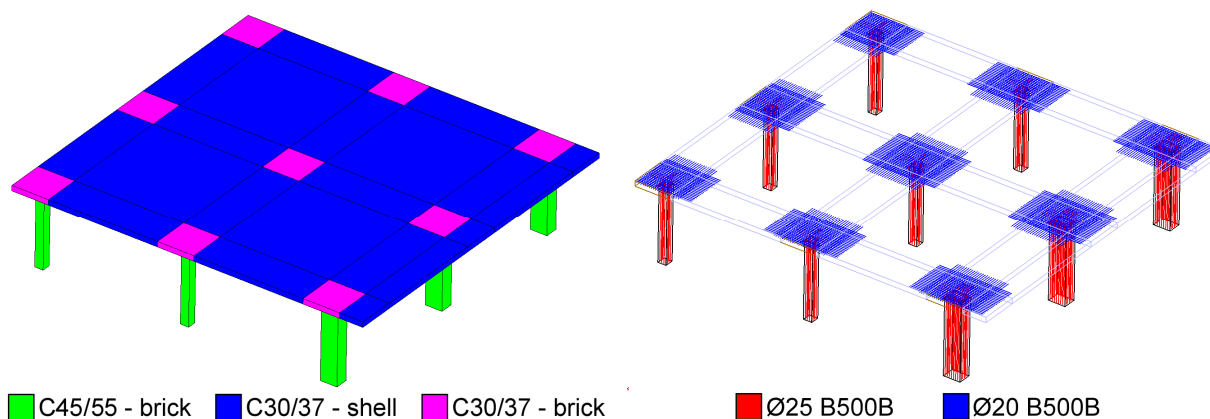


Obr. 7.15 Umístění výsekového modelu v svislém řezu budovou

Výsek konstrukce byl namodelován ve 3D pomocí *brick* a *shell* elementů. V oblasti u sloupů byly použity *bricks* v 5 elementech nad sebou pro dostatečné vystižení smyku. Sloupy byly také modelovány pomocí *bricků* příslušně jejich velikosti. V ostatních částech desky byly použity *shell* elementy. Spodní výztuž ($\varnothing 16\text{mm}$ po 100 mm) a horní konstrukční výztuž ($\varnothing 8\text{mm}$ po 100 mm) byla zadána jako součást materiálového modelu betonu. Diskrétní výztuž byla modelována pouze nad středními sloupy, Obr. 7.16. (Pro použité vyztužení průřez porušený trhlinou dosahuje 30 % tuhosti průřezu neporušeného

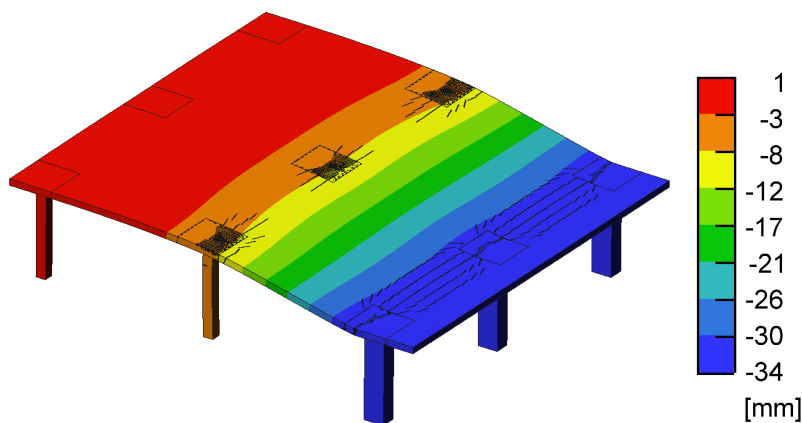
a legitimuje tak zjednodušené použití snížení modulu pružnosti v globálním modelu u předešlé kapitoly.)

Nelineární materiál byl modelován pomocí *CC3DNonLinCementious* pro beton a *CCReinforcement* pro betonářskou výztuž s uvážením pokluzu v soudržnosti.



Obr. 7.16 Pohled na výsekový model s rozdělením materiálu (vlevo) a na rozmístění diskrétní výztuže (vpravo)

Reakce ve středním sloupu od zatížení simulující globální účinek je 82,6 kN, což je cca 98 % ($=82,6/(319-235)$) z hodnoty z lineárního modelu N1 s modulem pružnosti 33 MPa. Deformovaná konstrukce výsekového modelu od tohoto zatížení se zobrazením rozvoje trhlin je na Obr. 7.17. Deformace konstrukce odpovídá globálnímu nezměkčenému modelu (na Obr. 7.17 deformace od zatížení v mezním stavu únosnosti), proto je i prakticky totožná reakce ve sloupu odpovídající příspěvku na protlačení.



Obr. 7.17 Svislá deformace výsekového modelu od globálního efektu včetně zobrazení trhlin (převýšeno 50x)

Ve skutečnosti není možné odseparovat globální účinek od lokálního zatížení samotných desek. Proto je doplněn model, kde je aplikované stálé zatížení, které způsobí rozvoj trhlin po značné části desky. Pro model s deskou porušenou trhlinami i v polích je reakce u středního sloupu 51,7 kN (61,5 % reakce z lineárního modelu N1).

Je tedy možné konstatovat, že snížením tuhosti desek (odpovídající průřezu porušeného trhlinou) při analýze globálního příspěvku vede na hodnoty nižší, než které

jsou dosahovány na upřesněném materiálově nelineárním modelu. Naopak výsledky z lineárního modelu s neponíženými hodnotami modulů pružnosti udávají hodnoty vyšší oproti nelineárnímu modelu, ačkoliv se mu více přibližují.

7.2.4 Závěr ze stanovení příspěvku na protlačení od globálního působení

Z výsledků je zřejmé, že pro analýzu příspěvku na protlačení od globálního působení konstrukce není vhodné použít modely se sníženou tuhostí desek, docházelo by k podcenění tohoto jevu. Konzervativně je možné tedy uvažovat s hodnotami získanými z modelu bez snížení tuhosti desek, avšak tento příspěvek bude na stranu bezpečnou nadhodnocený. Pro detailní analýzu je potřebné iterativně stanovit rozdělení tuhosti v konstrukci, případně použít nelineární model konstrukce.

Analýza materiálově nelineárního modelu v interakci s podložím je velmi komplexní úloha. Jedná se o úlohu řešící iteračně dvě oddělené problematiky a naráží tak na limity současně dostupných softwarových nástrojů i hardwarového vybavení. Zároveň by se neobešla bez značné míry zjednodušení, které by mohlo zavést větší modelovou nejistotu. Proto je za vhodný považován výše uvedený postup pro upřesnění skutečného působení konstrukce.

Autor obecně doporučuje vyhnout se při návrhu nosného systému výškové budovy řešení bez prvků zajišťujících smykový přenos od nerovnoměrné deformace, které mohou být tvořeny smykovými stěnami nebo průvlaky v místě ustupujících pater. S výškou budovy zpravidla roste na významu popisovaný efekt i vlivem poměrné deformace sloupů výškové části od stálých složek zatížení.

Velkou pozornost si zaslouží vhodné modelování interakce konstrukce s podložím pro správné stanovení příspěvku na protlačení od nerovnoměrného sednutí. Jelikož nevhodně zvolený model může vést k podcenění příspěvku na protlačení.

8 ZÁVĚR

Problematika protlačení betonových konstrukcí může být vnímána jako relativně úzká oblast statiky nosných konstrukcí, ale jak je mimo jiné prezentováno v této práci, tak se v poslední době ukazuje jako zcela zásadní správný návrh detailů lokálně podepřených konstrukcí. Jedná se totiž o klíčový detail konstrukce, na kterém závisí celá její stabilita a bezpečnost. O to důležitějším tématem je vhodný a bezpečný návrh sanace, resp. zesílení tohoto kritického napojení.

8.1 Shrnutí práce

Součástí práce je v úvodní kapitole uveden přehled již neplatného, současně platného i návrhu budoucího normového přístupu k protlačení nejenom v evropských geografických podmínkách. Ke škále způsobů zesílení v protlačení je zpracována přehledná tabulka, ze které je možné vyčíst efektivitu jednotlivých způsobů ověřených na proběhlých experimentálních kampaních. Tento přehled může sloužit jako základní indicie pro vhodný návrh sanace vzhledem k potřebné míře navýšení únosnosti.

První hlavní oblast práce je věnována podrobné studii robustního zesilování konstrukce pomocí dodatečných betonových hlavic, nadbetonování desky a obetonování sloupů. Analytická studie je zpracována na komplexních materiálově a geometricky nelineárních modelech. Detailněji je následně rozpracována studie dodatečné betonové hlavice, do které jsou zahrnuty reologické jevy, vliv úpravy styčného povrchu i spřažení hlavice se stávající deskou. Velmi podstatným přínosem je porovnání analyzovaných variant z pohledu jednotlivých norem, kde se např. ukazuje slabé místo EN 1992-1-1 ve formě nadhodnocení únosnosti v protlačení pro slabě vyztužené desky. Zároveň je nutné poznamenat, že návrh druhé generace tohoto standardu z roku 2016 i nejnovější verze z roku 2018 vykazuje v analytické studii menší míru bezpečnosti v porovnání s Model Code 2010, resp. *Critical Shear Crack Theory*, ze které principiálně vychází. V práci byl také ukázán nejednoznačný výklad návrhů normy EN 1992-1-1 (ve verzi z roku 2016 i 2018) u betonových hlavic, resp. konstrukcí s proměnnou tloušťkou, který by měl být ještě podroben analýze před uvedením do praxe.

Soubor nabytých teoretických poznatků je sumarizován do obecných doporučení pro návrh sanace protlačení a byl aplikován na návrhu dodatečné betonové hlavice na reálné konstrukci. Před prováděním hlavice bylo experimentálně ověřeno kotvení dodatečné výztuže na spřažení prvků pro zajištění splnění předpokladů návrhu. Hlavice byla instrumentována odporovými a strunovými tenzometry, na kterých probíhalo po dobu dvou let dlouhodobé měření. Během této doby byla hlavice vystavena širokému spektru zatěžovacích stavů. Pro porovnání naměřených hodnot byl vypracován nelineární model většího rozsahu z důvodu vystižení globálního působení sanace. Hodnoty naměřené na strunových tenzometrech dobře korespondovaly s analyticky stanovenými. Pro odporové tenzometry se v průběhu času ukázala nestabilita odečítaných výsledků a jejich problematická interpretace.

Druhá část práce je věnována zesilování základových konstrukcí, které mají své hlavní specifikum v přístupnosti pouze z jedné strany. Inovativní technologie sanace pomocí aktivované dodatečné smykové výztuže tvořené ocelovou závitovou tyčí kotvenou kombinací vlepení a mechanické kotvy je podrobně popsána v této kapitole. Pozornost je věnována především samotnému postupnému vývoji technologie, který jde ruku v ruce s technologickým postupem. Velký důraz byl kladen na použití u konstrukcí pod hladinou podzemní vody. Správný pracovní postup je podložen řadou realizovaných vzorků a zároveň je zachycen na fotografické dokumentaci. U provedených zkoušek zesílení na reálné konstrukci základové desky bylo následně prováděno dlouhodobé měření, které potvrdilo udržení vnesené síly při aktivaci kotvení na vzorcích s řádně provedenými detaily kotvení. Zároveň byla prokázána stálost řešení na konstrukci pod hladinou podzemní vody.

Na základě řady zkoušek progresivního chování kombinovaného kotvení byla odvozena návrhová funkce aktivace kotvení. Pro prezentovanou novou technologii zesílení základových konstrukcí jsou stanoveny výpočetní postupy pro návrh sanace. Na reprezentativním příkladu je technologie porovnávána se současně dostupným komerčním řešením. Prezentovaná technologie je chráněna užitným vzorem č. 2016-33038 s názvem *Základová deska nebo patka zesílená proti protlačení*. Původcem tohoto užitného vzoru je autor práce společně se svým školitelem.

V neposlední řadě jsou v práci uvedeny poznámky k přepočtům protlačení dle normy EN 1992-1-1, která uvádí mírně zavádějící výsledky únosnosti se smykovou výztuží. K tomu je ukázán na analytické studii výškové budovy s ustupujícími podlažími vliv nerovnoměrné deformace, resp. nerovnoměrného sednutí konstrukce na příspěvek síly na protlačení z globálního modelu. Zanedbání tohoto globálního efektu může vést k výraznému podcenění působící síly na protlačení a tím pádem i nebezpečnému návrhu konstrukce.

Stanovené cíle disertační práce byly kromě analytických studií uchopeny i z pohledu praktické aplikace různých způsobů zesílení konstrukcí, na kterých bylo prokázáno jejich skutečné chování v souladu s teoretickými předpoklady.

8.2 Doporučení pro další výzkum a vývoj

Pro další budoucí vývoj se autorovi jeví jako velmi přínosné porovnání měření in situ s laboratorními výsledky na obdobných konstrukcích jak pro dodatečné betonové hlavice, tak i pro sanaci základové desky dodatečnými smykovými trny. Zároveň by bylo velmi praktické najít řešení pro jednoduchý způsob odečtu hodnot ze zabudovaných měřících čidel přímo v konstrukci, jelikož prováděné měření bylo komplikované co do počtu nutných přístrojů k realizaci odečtení, tak i ve vztahu k závislosti na síťovém napojení na elektrickou energii pro provoz jednotlivých přístrojů měřící sestavy.

Oba analyzované způsoby zesílení by bylo vhodné doplnit o experimentální kampaň na vzorcích, které by bylo možné otestovat až do jejich mezní únosnosti. U dodatečné betonové hlavice je třeba věnovat pozornost vhodnému vystižení reálného

působení v konstrukci a tím pádem i vhodného návrhu experimentu. Pro aktivovanou smykovou výztuž by bylo žádoucí věnovat pozornost vlivu aktivace výztuže na absolutní únosnost v protlačení. Při prokázání významného příspěvku předepnutí na únosnost by se tato technologie stala ještě efektivnějším způsobem zesilování základových konstrukcí.

Jako významný aspekt, který stojí stranou hlavního proudu obecného výzkumu, je udržitelnost a stálost sanace z dlouhodobého hlediska. Je tak vhodné do realizovaných konstrukcích umísťovat senzory (např. strunové a odporové tenzometry), na kterých je možné dokumentovat chování konstrukce a porovnat je s předpoklady.

9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] KIERDORF, Alexander. Early Mushroom Slab Construction in Switzerland, Russia and the U.S.A. – A Study in Parallel Technological Development. In: *Proceedings of the Second International Congress on Construction History*. 2006, s. 1793-1807. ISSN 978-0701702069.
- [2] GASPARINI, D. A. Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909. *Journal of Structural Engineering*. 2002, **128**(10), 1243-1252. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243).
- [3] RUIZ, Miguel Fernandez, Aurelio a Aurelio MUTTONI. Post-Punching Behavior of Flat Slabs. *ACI Structural Journal*. 2013, **110**(5), -. DOI: 10.14359/51685833. ISSN 0889-3241.
- [4] LEYENDECKER, Edgar a George FATTAL. Investigation of the Skyline Plaza Collapse in Fairfax County. *U.S. Department Of Commerce*, Virginia. Washington, 1977. Dostupné také z: http://www.nist.gov/customcf/get_pdf.cfm?pub_id=90889
- [5] WOOD, Jonathan G M. Pipers Row Car Park, *Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*. 1977. Dostupné také z: <http://www.hse.gov.uk/research/misc/pipersrowpt1.pdf>
- [6] PARK, Tae Won. Inspection of collapse cause of Sampoong Department Store. *Forensic Science International*. 2012, **217**(1-3), 119-126. DOI: 10.1016/j.forsciint.2011.10.039. ISSN 03790738
- [7] MUTTONI, Aurelio. Punching of reinforced concrete slabs: Lessons learned from collapses and research [online]. IACIE Conference, 2017 [cit. 2018-03-04]. Dostupné z: <http://construction-conf.co.il/Portals/68/AurelioMuttoni.pdf>
- [8] HALVONÍK, Jaroslav a Ľudovít FILLO. Pretlačenie – príčiny havárie v komplexe Trinity. *Sborník vedeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava. Řada stavební*. 2014, **14**(1), 25-32. ISSN 1213-1962.
- [9] CEN. EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, Belgium, 2004, 225 s.
- [10] ČSN EN 1992-1-1 (731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ÚNMZ, 2006.
- [11] MUTTONI, Aurelio. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*. 2008, **105**, N, 440-450. Dostupné z: <http://infoscience.epfl.ch/record/116123>
- [12] FIB – INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *fib - Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [13] MUTTONI, Aurelio, Miguel FERNÁNDEZ RUIZ a João T. SIMÕES. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and

- derivation of consistent closed-form design expressions. *Structural Concrete*. DOI: 10.1002/suco.201700088. ISSN 14644177.
- [14] MUTTONI, Aurelio a Miguel Fernández RUIZ. *Provisions for shear and punching shear based on MC2010 and CSCT, closed form solutions*. Presentation from CEN/TC250/SC2/WG1/TG4 meeting in Lisbon, 2016.
- [15] ČSN 73 1201. *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Vydavatelství ÚNM, 1986.
- [16] European Concrete Platform ASBL. *Commentary Eurocodes 2 [online]*, 2008 [cit. 2018-04-10]. Dostupné z: [https://www.cstc.be/homepage/download.cfm?type=na_eurocodes &doc=commentary-ec2-def080723.pdf&lang=en](https://www.cstc.be/homepage/download.cfm?type=na_eurocodes&doc=commentary-ec2-def080723.pdf&lang=en)
- [17] HEGGER, Josef, Alaa G. SHERIF, Dominik KUERES a Carsten SIBURG. Efficiency of Various Punching Shear Reinforcement Systems for Flat Slabs. *ACI Structural Journal*. 2017, **114**(3), DOI: 10.14359/51689434. ISSN 0889-3241.
- [18] MAJTÁNOVÁ, Lucia, Jaroslav HALVONIK a Ján HANZEL. The Maximum Punching Capacity of Flat Slabs. *Solid State Phenomena*. 2017, **259**, 232-237. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.259.232. ISSN 1662-9779.
- [19] MUTTONI, Aurelio a Joseph SCHWARTZ. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. In: *IABSE Colloquium*. Vol. 62. Stuttgart, 1991, s. 703-708.
- [20] MUTTONI, Aurelio a Miguel FERNÁNDEZ RUIZ. The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions: application to punching shear provisions. *Structural Concrete*, 2012, **13**, 32-41. DOI: 10.1002/suco.201100032.
- [21] ČSN 73 1201. *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: ÚNMZ, 2010.
- [22] CAVAGNIS, Francesco, Miguel FERNÁNDEZ RUIZ a Aurelio MUTTONI. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. *Engineering structures*. 2015, 103, DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.09.015.
- [23] CLÉMENT, Thibault, António Pinho RAMOS, Miguel FERNÁNDEZ RUIZ a Aurelio MUTTONI. Design for punching of prestressed concrete slabs. *Structural Concrete*. 2013, **14**(2), 157-167. DOI: 10.1002/suco.201200028.
- [24] CEN. prEN 1992-1-1:2018. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. 2018.
- [25] CEN. *Background documents to the final PT1 draft prEN 1992-1-1:2018*. 2018.
- [26] KENEL, Albin a Thomas KELLER. *Punching shear strengthening Expertise: External steel shear heads for retroactive enhancement of punching shear strength in existing flat slabs* [online]. Lyss: F.J. Aschwanden AG [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: http://aschwanden.com/download/products/rino/rino_gutachten_interna.pdf

- [27] FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel, Aurelio MUTTONI a Jakob KUNZ. Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement. *ACI Structural Journal*. *ACI Structural Journal*, 2010, **107 N**, 434-442. Dostupné také z: <http://infoscience.epfl.ch/record/150356>
- [28] ASCHWANDEN. RINO Exo: *Prestressed steel heads for the retroactive strengthening of existing concrete structures* [online]. Lyss: F.J. Aschwanden, 2015 [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: http://aschwanden.com/download/publications/1511_quality_rino_exo_e.pdf
- [29] INÁCIO, Micael M.G., A. PINHO RAMOS a Duarte M.V. FARIA. Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different anchorage approaches. *Engineering Structures*. 2012, **44**, 63-77. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.043>. ISSN 01410296.
- [30] EBEAD, Usama a Hesham MARZOUK. Strengthening of Two-Way Slabs Using Steel Plates. *Structural Journal*. 2002, **99**(1). DOI: 10.14359/11032.
- [31] POLAK, Maria Anna a Wensheng BU. Design Considerations for Shear Bolts in Punching Shear Retrofit of Reinforced Concrete Slabs. *ACI Structural Journal*. 2013-1-1, **110**(1), - [cit. 2016-11-22]. DOI: 10.14359/51684325. ISSN 08893241.
- [32] BU, Wensheng a Maria Anna POLAK. Effect of openings and shear bolt pattern in seismic retrofit of reinforced concrete slab. *Engineering Structures*. 2011, **33**(12), 3329-3340. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.05.025. ISSN 01410296.
- [33] ADETIFA, Bamidele a Maria Anna POLAK. Retrofit of Slab Column Interior Connections. *Structural Journal*. 2005, **102**(2). DOI: 10.14359/14278.
- [34] HILTI. *Hilti Fastening Technology: Technology Manual B2.6 – Post-Installed Shear Reinforcement Hilti HZA-P* [online]. Hilti corporation, 2009, , 31 [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: http://www.mfic.ch/projets/expertises/licitations/06_A_01_Hilti/Hilti_Brosch_B2_6_HZA-P.pdf
- [35] WÖRLE, Patrick. Enhanced shear punching capacity by the use of post installed concrete screws. *Engineering Structures*. 2014, (60), 41-51. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.12.015. ISSN 0141-0296.
- [36] KESELI, Ondrej a Juraj BILČÍK. Zosilňovanie bezprievlakových stropných dosiek na účinky pretlačenia použitím skrutkovacích kotiev. In: *Zborník príspevkov z 10. seminára Sanácia betónových konštrukcií*. Smolenice, 2017, s. 185-189. ISBN 978-80-8200-014-9.
- [37] GHALI, A., M.A. SARGIOUS a A. HUIZER. Vertical Prestressing of Flat Plates Around Columns. *Special Publication*. 1974, **42**. DOI: 10.14359/17314.
- [38] KRSTULOVIC-OPARA, Neven a Michael D. KOTSOVOS. Effect of vertical prestressing on the punching failure. *Cement and Concrete Composites*. 1993, **15**(3), 131-142. DOI: 10.1016/0958-9465(93)90002-Q. ISSN 09589465.

- [39] ASKAR, Hamed S. Usage of prestressed vertical bolts for retrofitting flat slabs damaged due to punching shear. *Alexandria Engineering Journal*. 2015, **54**(3), 509-518. DOI: 10.1016/j.aej.2015.05.013. ISSN 11100168.
- [40] BINICI, Baris a Oguzhan BAYRAK. Upgrading of slab–column connections using fiber reinforced polymers. *Engineering Structures*. 2005, **27**(1), 97-107. DOI: 10.1016/j.engstruct.2004.09.005. ISSN 01410296.
- [41] BINICI, Baris a Oguzhan BAYRAK. Use of Fiber-Reinforced Polymers in Slab-Column Connection Upgrades. *Structural Journal*. 2005, **102**(1). DOI: 10.14359/13534.
- [42] SISSAKIS, Kyriakos a Shamim A. SHEIKH. Strengthening Concrete Slabs for Punching Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates. *Structural Journal*. 2007, **104**(1). DOI: 10.14359/18432.
- [43] LAWLER, Nicholas a Maria Anna POLAK. Development of FRP Shear Bolts for Punching Shear Retrofit of Reinforced Concrete Slabs. *Journal of Composites for Construction*. American Society of Civil Engineers, 2010/11/01, **15**(4), 591-601. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000188. ISSN 10900268.
- [44] WIDIANTO. *Rehabilitation of Reinforced Concrete Slab-column Connections for Two-way Shear*. 2006. PhD Thesis. The University of Texas at Austin.
- [45] GUANDALINI, Stefano, Olivier BURDET a Aurelio MUTTONI. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*. 2009, **106**, N, 87-95. Dostupné také z: <http://infoscience.epfl.ch/record/134711>
- [46] LIPS, Stefan. *Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement*. Lausanne. Lausanne, 2012. Dissertation. EPFL.
- [47] KINNUNEN, Sven a H NYLANDER. *Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement*. Transactions of the Royal Institute of Technology, 1960, **158**, 112.
- [48] PAUL, Jay H. Defining concrete repair: parking/plaza slab strengthening. *Concrete construction* [online]. [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: http://www.concreteconstruction.net/how-to/repair/defining-concrete-repair-parking-plaza-slab-strengthening_o
- [49] ALKHRDAJI, Tarek. Structural Repairs for Courthouse, Square. *STRUCTURE magazine* [online]. 2016, **14**(01), 4 [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: <http://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2015/12/SF-Courthouse-Jan161.pdf>
- [50] POPOVIC, Predrag L. a Gary J. KLEIN. Shear Collars Save A Parking Garage Slab. *The Aberdeen Group* [online]. 1988 [cit. 2016-11-27]. Dostupné z: www.concreteconstruction.net/how-to/shear-collars-save-a-parking-garage-slab_o
- [51] ELBAKRY, Hazem M.F. a Said M. ALLAM. Punching strengthening of two-way slabs using external steel plates. *Alexandria Engineering Journal*. 2015, **54**(4), 1207-1218. DOI: 10.1016/j.aej.2015.09.005. ISSN 11100168.

- [52] CHEN, Cheng-Chih a Chung-Yan LI. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs Strengthened with Glass Fiber-Reinforced Polymer Laminates. *Structural Journal*. 2005, **102**(4). DOI: 10.14359/14557.
- [53] ABBAS, Husain, Aref A. ABADEL, Tarek ALMUSALLAM a Yousef AL-SALLOUM. Effect of CFRP and TRM Strengthening of RC Slabs on Punching Shear Strength. *Latin American Journal of Solids and Structures*. scielo, 2015, **12**, 1616-1640. ISSN 16797825.
- [54] ESFAHANI, M.R., M.R. KIANOUSH a A.R. MORADI. Punching shear strength of interior slab–column connections strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets. *Engineering Structures*. 2009, **31**(7), 1535-1542. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.02.021. ISSN 01410296.
- [55] MORENO, Carlos, Débora FERREIRA, Abdelkrim BENNANI, Ana SARMENTO a Michel NOVERRAZ. FIB SYMPOSIUM 2015: CONCRETE – INNOVATION AND DESIGN. *Punching shear strengthening of flat slabs: CFRP and shear reinforcement* [online]. Copenhagen, 2015 [cit. 2016-11-27].
- [56] ABDULLAH, A., C.G. BAILEY a Z.J. WU. Tests investigating the punching shear of a column-slab connection strengthened with non-prestressed or prestressed FRP plates. *Construction and Building Materials*. 2013, **48**, 1134-1144. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.012. ISSN 09500618.
- [57] DURUCAN, Cengizhan a ANIL. Effect of opening size and location on the punching shear behavior of interior slab. *Engineering Structures*. 2015, **105**, 22-36. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.09.033. ISSN 01410296.
- [58] HALABI, Ziad, Faouzi GHRIB, Amr EL-RAGABY a Khaled SENNAH. Behavior of RC Slab-Column Connections Strengthened with External CFRP Sheets and Subjected to Eccentric Loading. *Journal of Composites for Construction*. American Society of Civil Engineers, 2012/10/26, **17**(4), 488-496. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000343. ISSN 10900268.
- [59] EL-ENEIN, Hazem A., Hossein AZIMI, Khaled SENNAH a Faouzi GHRIB. Flexural strengthening of reinforced concrete slab. *Construction and Building Materials*. 2014, **57**, 126-137. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.01.077. ISSN 09500618.
- [60] AGBOSSOU, Amen, Laurent MICHEL, Manuel LAGACHE a Patrice HAMELIN. Strengthening slabs using externally-bonded strip composites: Analysis of concrete covers on the strengthening: Analysis of concrete covers on the strengthening. *Composites Part B: Engineering*. 2008, **39**(7), 1125-1135. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2008.04.002>. ISSN 13598368.
- [61] KOPPITZ, Robert, Albin KENEL a Thomas KELLER. Punching shear strengthening of flat slabs using prestressed carbon fiber-reinforced polymer straps. *Engineering Structures*. 2014, **76**, 283-294. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.017>. ISSN 01410296.

- [62] ČERVENKA, Vladimír, Libor JENDELE a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation: Part 1 Theory* [online]. Červenka Consulting, 2016, [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: http://cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf
- [63] VECCHIO, Frank J. a Michael P. COLLINS. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced. *Journal Proceedings*. 1986, **83**(2), 219-231. DOI: 10.14359/10416.
- [64] BIGAJ, Agnieszka. *Structural Dependence of Rotational Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs*. 1999. PhD Thesis. TU Delft, Civil Engineering and Geosciences.
- [65] FIB. *CEB-FIP model code 1990: design code*. London: T. Telford, 1993. ISBN 978-0-7277-1696-5.
- [66] BELLETTI, Beatrice, Mário PIMENTEL, Matteo SCOLARI a Joost C. WALRAVEN. Safety assessment of punching shear failure according to the level of approximation approach. *Structural Concrete*. WILEY-VCH Verlag, 2015, **16**(3), 366-380. DOI: 10.1002/suco.201500015. ISSN 17517648.
- [67] ERICSSON, Sofia a Kimya FARAHANINIA. Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs Supported on Edge Steel Columns: Assessment of response by means of nonlinear finite element analyses. Göteborg, 2010. Dostupné také z: <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/132148.pdf> Master's Thesis. Chalmers University of Technology.
- [68] PRYL, Dobromyl a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation: Part 11 Troubleshooting Manual* [online]. Červenka Consulting, 2018 [cit. 2018-05-27]. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Troubleshooting.pdf>
- [69] BRANTSCHEN, Fabio, Duarte .M.V. FARIA, Miguel FERNÁNDEZ RUIZ a Aurelio MUTTONI. Bond behaviour of straight, hooked, U-shaped and headed bars in cracked concrete. *Structural concrete*. 2016, **17**(5). DOI: 10.1002/suco.201500199.
- [70] ČSN 73 1495. *Šroubové třecí spoje ocelových konstrukcí*. Praha: ČNI, 1986.
- [71] ČSN 73 1495. *Šroubové třecí spoje ocelových konstrukcí*. Praha: ČNI, 2001.
- [72] WALD, František, Zdeněk SOKOL, Vojtěch VRZBA a Dalibor GREGOR. *K utahování šroubů třecích spojů* [online]. In: . s. 1-6 [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~wald/Clanky%20v%20Adobe%20\(Pdf\)/22_Wald_Utahovani_sroubu_W12.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~wald/Clanky%20v%20Adobe%20(Pdf)/22_Wald_Utahovani_sroubu_W12.pdf)
- [73] BUDYNAS, Richard G., J. Keith. NISBETT a Joseph Edward. SHIGLEY. *Shigley's mechanical engineering design*. Tenth edition. New York, NY: McGraw-Hill Education, 2015. ISBN 00-733-9820-9.
- [74] *Hilti Dynamic Set: Data sheet* [online]. Hilti, 2010 [cit. 2018-05-27]. Dostupné z: https://www.hilti.co.uk/medias/sys_master/documents/h85/9111290937374/Dynam

- ic_Set_Data_Sheet_DS_544_Reference_document_ASSET_DOC_LOC_2606188.pdf.
- [75] ČSN 73 3610. *Navrhování klempířských konstrukcí*. Praha: ČNI, 2008.
- [76] CEN. EN 1990. *Eurocode: Basis of structural design*. Brussels, Belgium, 2008.
- [77] FIB - INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *Structural concrete: Textbook on behaviour*, Design and performance volume 1: Design process - Materials. Lausanne, 1999. Bulletin. ISBN 978-2-88394-041-3.
- [78] CEN. EN 1992-2. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules*. Brussels, Belgium, 2005.
- [79] CERVENKA, Vladimír. Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. *Beton und Stahlbetonbau*. 2008, **103**(S1), 37-42. DOI: 10.1002/best.200810117.
- [80] EINPAUL, Jürgen, Miguel FERNÁNDEZ RUIZ a Aurelio MUTTONI. Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs. *Engineering structures*, 2015, **86**, 43-57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.12.032.
- [81] MINOVA. *Global solutions catalogue* [online]. 2017 [cit. 2018-01-06]. Dostupné z: https://www.minovaglobal.com/dA/49a7414be1/Minova_Master_Product_Catalogue_April2017_Web_RC7.pdf
- [82] FUCHS, Werner, Rolf ELIGEHAUSEN a John E. BREEN. Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. *ACI Structural Journal*. 1995, **92**(1). DOI: 10.14359/1533. ISSN 0889-3241.
- [83] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 349-85. *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*. 1985, 129 s.
- [84] ETAG 01. *Metal anchors for use in concrete: Annex C: Design methods for anchorages*. C. Brusel: EOTA, 2010.
- [85] RUIZ, Miguel Fernández, Aurelio MUTTONI a Pietro GAMBAROVA. Analytical Modeling of the Pre- and Postyield Behavior of Bond in Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 2007, **133**(10), 1364-1372. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1364). ISSN 0733-9445.
- [86] SIA, *Code 262 for Concrete Structures*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, Switzerland, 2003, 94 s.
- [87] European Technical Approval ETA-04/0027, *Injection System Hilti HIT-RE 500*, vydáno 20.5.2009, 30 s.
- [88] ČSN 73 1204. *Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech*. 1986.
- [89] BUČEK, Jiří a Vladimír KOLÁŘ. *Iterační výpočet NE-XX - SOILIN*. FEM consulting Brno, 1995.

- [90] CEN. EN 1991-1-1. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. Brussels, Belgium, 2002.
- [91] BUČEK, Jiří, Ivan NĚMEC, Radoslav RUSINA, Lumír MÍČA, Drahomír NOVÁK a Břetislav TEPLÝ. *Řešení interakce plošných konstrukcí s podložím*. Konstrukce. 2009(5). ISSN 1803-8433.

10 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Malá písmena latinské abecedy

a_{ss}	průřezová plocha jedné řady smykové výztuže na jednotku délky
b_0	základní kontrolovaný obvod pro Model Code 2010
d	účinná výška průřezu
d_v	účinná výška průřezu ve smyku
d_g	velikost frakce kameniva
f_{bd}	návrhová pevnost v soudržnosti s betonem
f_c	válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	průměrná válcová pevnost betonu v tlaku
$f_{c,cube}$	krychlená pevnost betonu v tlaku
f_{ct}	pevnost betonu v tahu
f_u	mez pevnosti betonářské výztuže
f_y	mez kluzu betonářské výztuže
f_{yd}	návrhová mez kluzu výztuže
f_{ywd}	návrhová mez kluzu smykové výztuže
h_s	tloušťka desky
k_1	součinitel omezující příspěvek normálové síly
k_b	smykový faktor
k_{dg}	součinitel zohledňující velikost kameniva
k_{max}	součinitel omezující maximální únosnost v protlačení se smykovou výztuží
k_ψ	součinitel zohledňující vliv pootočení desky
n_s	počet řad smykové výztuže kolmé
n_b	počet řad smykové výztuže šikmé (ohyby)
q_{bu}	únosnost betonu v protlačení na jednotku délky
q_d	výpočtová působící smyková síla na jednotku délky
q_{su}	příspěvek smykové výztuže k únosnosti v protlačení na jednotku délky
q_u	celková únosnost v protlačení včetně smykové výztuže na jednotku délky
r_s	vzdálenost nulového radiálního momentu v desce
s_r	radiální vzdálenost smykové výztuže
s_t	tangenciální vzdálenost smykové výztuže
u_0	délka kontrolovaného obvodu v líci sloupu
u_1	délka prvního kontrolovaného obvodu
u_{out}	délka vnějšího kontrolovaného obvodu, kde již není nutná smyková výztuž
v_{min}	minimální smykové napětí v únosnosti
$v_{Rd,c}$	návrhové smykové napětí v únosnosti protlačení betonu
$v_{Rd,cs}$	návrhové smykové napětí v únosnosti protlačení betonu se smykovou výztuží

Velká písmena latinské abecedy

A_{sw}	plocha smykové výztuže
E_s	modul pružnosti výztuže
R_{bd}	výpočtová pevnost betonu v tlaku
R_{btd}	výpočtová pevnost betonu v tahu
V_{CSCT}	únosnost v protlačení stanovená dle Critical Shear Crack Theory
$V_{\dot{C}SN}$	únosnost v protlačení stanovená dle ČSN 73 1201:1986
V_{Ed}	návrhová smyková síla
V_{EC}	únosnost v protlačení stanovená dle ČSN EN 1992-1-1:2004
V_{ECg2}	únosnost v protlačení stanovená dle ČSN EN 1992-1-1:2020 Proposal
V_{NLFEM}	únosnost v protlačení z nelineárních analytických modelů
$V_{Rd,c}$	únosnost v protlačení samotného betonu bez smykové výztuže
$V_{Rd,max}$	maximální únosnost v protlačení
$V_{Rd,s}$	příspěvek únosnosti smykové výztuže k protlačení
$V_{Rd,cs}$	únosnost v protlačení betonu se smykovou výztuží
V_{TEST}	únosnost v protlačení zjištěná na experimentech

Písmena řecké abecedy

γ_c	dílčí materiálový součinitel pro beton
γ_b	součinitel podmínek působení betonu
γ_s	dílčí materiálový součinitel pro ocelovou výztuž
η_c	faktor zohledňující příspěvek betonu k únosnosti v protlačení
η_s	faktor zohledňující příspěvek smykové výztuže k únosnosti v protlačení
κ_h	součinitel tloušťky desky
κ_l	součinitel zohledňující sklon smykové výztuže
κ_n	součinitel normálové síly
κ_s	součinitel vlivu vyztužení
λ_{ss}	součinitel účinnosti smykové výztuže
ρ_l	stupeň vyztužení
σ_{cp}	napětí od tlakové normálové síly v desce
σ_s	napětí ve výztuži
σ_{swd}	návrhové napětí ve smykové výztuži
ϕ_w	průměr smykové výztuže
ψ	pootočení desky
ψ_{CSCT}	pootočení desky stanovené dle CSCT
ψ_{NLFEM}	pootočení desky stanovené z nelineárních analytických modelů
ψ_{TEST}	pootočení desky zjištěné na experimentech

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1 Pohled na konstrukci od firmy C.A.P. Turner, součástí dobové reklamy [1].....	6
Obr. 2.2 Zátěžový test konstrukce bezprůvlakové desky od firmy C.A.P. Turner, Milwaukee, USA 1909 [2].....	6
Obr. 2.3 Skladiště společnosti Gerhard & Hey v Petrohradě, autor Robert Maillart [1]...	7
Obr. 2.4 Vícepatrové skladiště v Moskvě, autor Artur Ferdinandovič Loleit [1].....	7
Obr. 2.5 Havárie budovy Skyline Plaza, Virginia, USA, 1973 [4]	7
Obr. 2.6 Havárie Pipers Row Car Park, Wolverhampton, Anglie, 1997 [5]	7
Obr. 2.7 Havárie budovy Sampoong Department Store, Soul, Jižní Korea [6].....	8
Obr. 2.8 Havárie podzemních garáží Gretzenbach, Švýcarsko, 2004 [7]	8
Obr. 2.9 Havárie polyfunkčního komplexu Trinity, Bratislava, Slovensko, 2012 [8]	8
Obr. 2.10 Stanovení kritického obvodu dle EN 1992-1-1:2004 [9]	10
Obr. 2.11 Stanovení kritického obvodu pro desku s hlavicí dle EN 1992-1-1:2004 [9]..	10
Obr. 2.12 Typické první kritické obvody v půdorysu dle EN 1992-1-1:2004 [9].....	10
Obr. 2.13 Kontrolovaný obvod <i>uout</i> dle EN 1992-1-1:2004 [9].....	11
Obr. 2.14 Rozmístění smykové výztuže dle EN 1992-1-1:2004 [9].....	11
Obr. 2.15 Natočení desky ψ dle Model Code 2010 [12].....	12
Obr. 2.16 Stanovení účinné výšky a kontrolovaného obvodu dle Model Code 2010 [12]	12
Obr. 2.17 Úrovně přiblížení dle Model Code 2010 (přeloženo z [20])	12
Obr. 2.18 Základní redukovaný kontrolovaný obvod dle Model Code 2010 pro sloup, volný konec stěny a roh stěny.....	13
Obr. 2.19 Započitatelná smyková výztuž dle Model Code 2010 [12]	15
Obr. 2.20 Redukce efektivní výšky mimo oblast se smykovou výztuží dle Model Code 2010 [12].....	15
Obr. 2.21 Typické kritické obvody v půdorysu dle ČSN 73 1201:1986 [15]	16
Obr. 2.22 Umístění kritických řezů v konstrukci dle ČSN 73 1201:1986 [15] (1,2 – kritické průřezy, A – obrys smykové výztuže navržen pro 1. kritický průřez)	16
Obr. 2.23 Obvyklé způsoby zesilování stropních desek na protlačení: a) obetonování sloupu, b) dodatečná hlavice, c) obetonování sloupu včetně dodatečné hlavice, d) nahrazení nebo doplnění hlavy sloupu ocelovou hlavicí – např. Aschwanden RINO Exo [26], e) zesílení ohybové výztuže při horním povrchu, f) nadbetonování spřažené desky, g) vlepené šikmé smykové trny předepnuté a kotvené ze spodního povrchu desky [27], h) dodatečné smykové trny kotvené z obou povrchů přes podložky	22
Obr. 2.24 Obvyklé způsoby zesilování základových desek a patek na protlačení: a) obetonování a nadbetonování patky, b) nadbetonování desky, c) obetonování sloupu, d) dodatečná ocelová hlavice [28], e) dodatečná trysková injektáž, f) dodatečné podchycení mikropilotami	23
Obr. 2.25 Typy použitých kotevních podložek pro závitové tyče [29].....	24
Obr. 2.26 Porušený vzorek po zesílení smykovými trny s ocelovou deskou kotvící dva trny [29]	24

Obr. 2.27 Rozvoj smykových trhlin pro zesílený a nezesílený vzorek [30]	24
Obr. 2.28 Typické porušení zesílené konstrukce ocelovými pláty se smykovými trny [30]	24
Obr. 2.29 Dodatečný smykový trn s rozkovanou hlavou na jedné straně a závitem pro matici na druhé [31]	25
Obr. 2.30 Zesilování na protlačení pomocí Hilti HZA-P [34]	25
Obr. 2.31 Dodatečná smyková výztuž ve formě šroubu do betonu [35]	25
Obr. 2.32 Porušená konstrukce s aplikovanými šrouby do betonu [35]	25
Obr. 2.33 Předepnuté dodatečné smykové trny, Ghali et al. 1974 [37]	26
Obr. 2.34 Porovnání numerických modelů s výsledky z experimentů od Ghali et al. [38]	26
Obr. 2.35 Porušená konstrukce opravována předepnutými dodatečnými trny [39]	27
Obr. 2.36 Konstrukce po opravě protlačeného kužele včetně nainstalovaných dodatečných smykových trnů [39]	27
Obr. 2.37 Dodatečné vyztužení CFRP tkaninou, Binici a Byrak [40]	27
Obr. 2.38 Dodatečné vyztužení CFRP tkaninou, Sissakis a Sheikh [42]	27
Obr. 2.39 Smykový trn ve formě GFRP výztuže kotvami na koncích [43]	28
Obr. 2.40 Kotevní prvek na GFRP výztuž osazován pomocí hydraulických kleští [43] ..	28
Obr. 2.41 Zesílení ocelovou hlavicí s odstraněním hlavy sloupu a ve variantě bez odstranění hlavy sloupu [26]	29
Obr. 2.42 Zesílení základové desky ocelovou hlavicí [28]	29
Obr. 2.43 Zesílená konstrukce ocelovou hlavicí [44]	29
Obr. 2.44 Zalévání smykové trhliny v porušené desce epoxidovou pryskyřicí před zesílením ocelovou hlavicí [44]	29
Obr. 2.45 Dodatečná betonová hlavice umístěná na původní sloupu (foto archiv autora)	30
Obr. 2.46 Dodatečná betonová hlavice umístěná na obetonovaném sloupu (foto archiv autora)	30
Obr. 2.47 Požární ochrana dodatečné smykové výztuže ve formě obkladu před finálním zaklopením spodní deskou (foto archiv autora)	30
Obr. 2.48 Požární ochrana dodatečné smykové výztuže ve formě zálivky cementovou směsí na horním povrchu (foto archiv autora)	30
Obr. 2.49 Pohled na výztuž v jedné vrstvě dodatečné betonové hlavice [48]	31
Obr. 2.50 Pohled na vybetonovanou konstrukci dodatečné hlavice [48]	31
Obr. 2.51 Dodatečná betonová hlavice s větší tloušťkou před betonáží [49]	32
Obr. 2.52 Pohled na výztuž dodatečného rozšíření sloupu pod deskou [50]	32
Obr. 2.53 Dodatečná obetonování základové patky [49]	32
Obr. 2.54 Dodatečná „obrácená“ betonová hlavice na základové desce (foto archiv autora)	32
Obr. 2.55 Ocelová deska s navařenými krátkými trny, které jsou instalované na taženou stranu desky [51]	33
Obr. 2.56 Závislost zatížení na deformaci pro jednotlivé testované vzorky (S-1 nezesílená deska, S-2 – S-5 zesílená deska [51]	33

Obr. 2.57 Porovnání zvýšení únosnosti v protlačení pro jednovrstvý a dvouvrstvý laminát [52]	34
Obr. 2.58 Pohled na vzorky při aplikaci jednovrstvého laminátu [53].....	34
Obr. 2.59 Pohled na zesílený horní povrch pomocí FRP [55]	34
Obr. 2.60 Pohled na horní povrch desky se zakotvenou předepnutou FRP lamelami [56]	34
Obr. 2.61 Konstrukce zesílená předepnutou CFRP lamelou kotvenou na spodním povrchu desky a vložený ocelový přípravek [61].....	35
Obr. 2.62 Pohled na spodní povrch desky s kotevními prvky pro CFRP [61].....	35
Obr. 5.1 Graf dvojosé funkce porušení pro beton vycházejí z Kupferovy křivky	39
Obr. 5.2 Zohlednění spolupůsobení potřhaného betonu pomocí součinitel <i>cts</i>	40
Obr. 5.3 Model s fixovanou trhlinou. Vztah napětí a přetvoření	40
Obr. 5.4 Model s natočenou trhlinou. Vztah napětí a přetvoření	41
Obr. 5.5 Princip součinitele smykové trhliny	41
Obr. 5.6 Redukce tlakové pevnosti porušeného betonu	42
Obr. 5.7 Vztah napětí na přetvoření trhlin v rovině kolmé na trhlinu (adaptováno z [62])	42
Obr. 5.8 Použitá funkce pro vztah soudržnost (τb) – pokluz výztuže (<i>s</i>) pro dobré podmínky soudržnosti	43
Obr. 5.9 Konečný prvek typu a – brick, b – tetraedr, c - wedge [62]	43
Obr. 5.10 Izoparametrický konečný prvek typu shell [62].....	43
Obr. 5.11 Porovnání sítě konečných prvků při kompatibilní síti na rozhraní (vlevo) a bez kompatibilní sítě (vpravo) [62]	44
Obr. 5.12 Konečný prvek pro modelování kontaktu typu CCIsoGap s 12 uzly [62].....	44
Obr. 5.13 Konečný prvek pro modelování kontaktu typu CCIsoGap s 16 uzly [62].....	44
Obr. 5.14 Geometrie provedených experimentů s vyznačenou vytknout částí pro nelineární modely	46
Obr. 5.15 Schéma modelu pro nelineární analýzu protlačení	46
Obr. 5.16 Pohled na model v Atena 3D se sítí prvků (vlevo) a s definovanou diskrétní výztuží (vpravo).....	46
Obr. 5.17 Porovnání křivek zatížení – pootočení jednotlivých experimentů s NLFEM modely a křivky únosnosti dle CSCT.....	49
Obr. 5.18 Schéma dodatečné betonové hlavice včetně jejího vyztužení	50
Obr. 5.19 Pohled na výpočtový model s dodatečnou hlavicí.....	50
Obr. 5.20 Pootočení ψ_1 pro únosnost v hlavici	52
Obr. 5.21 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost v hlavici a pootočení ψ_1	52
Obr. 5.22 Pootočení ψ_2 pro únosnost vně hlavice.....	52
Obr. 5.23 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavici a pootočení ψ_2	52
Obr. 5.24 Pootočení ψ_3 pro únosnost vně hlavice.....	53
Obr. 5.25 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavici a pootočení ψ_3	53
Obr. 5.26 Pootočení ψ_4 pro únosnost vně hlavice.....	53
Obr. 5.27 Křivky zatížení – pootočení pro únosnost mimo hlavici a pootočení ψ_4	53
Obr. 5.28 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 1250 mm	53
Obr. 5.29 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 1000 mm	54

Obr. 5.30 Průběh zatížení – pootočení pro hlavici 800 mm	54
Obr. 5.31 Deformace a rozvoj trhlin před porušením v modelu PG-2b s pevným spojením s hlavicí (deformace 10x převýšeny)	55
Obr. 5.32 Izolinie dimenzačního momentu při horním povrchu desky ve směru X z lineárního řešiče (PG-2b s pevnou vazbou).....	56
Obr. 5.33 Napětí v horní výztuži v okamžiku porušení pro PG-2b s pevnou vazbou (namáhání nad mez kluzu vyznačeno černou barvou)	56
Obr. 5.34 Závislost zatížení – pootočení pro PG-2b mimo oblast dodatečné hlavice (graf adaptován z výpočtu dle CSCT [11])	56
Obr. 5.35 Zesílení dodatečnou betonovou hlavicí a) bez spřažení se stávající deskou b) včetně spřažení se stávající deskou.....	57
Obr. 5.36 Vyznačení makroprvku z Obr. 5.37 v komplexním NLFEM	58
Obr. 5.37 Hlavní tahové napětí na prvku PG-1-A v místě styku hlavice se sloupem	58
Obr. 5.38 Vyznačení okrajových podmínek pro soudržnost výztuže v desce	59
Obr. 5.39 Vyznačení okrajových podmínek pro soudržnost výztuže v hlavici.....	59
Obr. 5.40 Vliv soudržnosti a součinitele tření na únosnost v protlačení.....	60
Obr. 5.41 Schéma konstrukce pro analýzu vlivu délky výztuže na únosnost v protlačení	60
Obr. 5.42 Závislost délky výztuže pro zesilování prvku PG-1-D na jeho únosnosti v protlačení	61
Obr. 5.43 Vývoj smršťování v čase aplikovaného na novou hlavici	62
Obr. 5.44 Minimální hlavní napětí na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže .63	
Obr. 5.45 Maximální hlavní napětí na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže 63	
Obr. 5.46 Smykové napětí pro kolmé směry v rovině kontaktu na modelu se smršťováním pro 10 let od betonáže	63
Obr. 5.47 Napětí ve výztuži pro 10 let od betonáže.....	64
Obr. 5.48 Schéma nadbetonávky desky včetně jejího vyztužení.....	64
Obr. 5.49 Svislé deformace modelu PG-1 s nadbetonávkou včetně rozvoje trhlin	65
Obr. 5.50 Svislé deformace modelu PG-2b s nadbetonávkou včetně rozvoje trhlin	65
Obr. 5.51 Normálové napětí v podélné výztuži nadbetonávky modelu PG-1.....	65
Obr. 5.52 Normálové napětí v podélné výztuži nadbetonávky modelu PG-2b.....	65
Obr. 5.53 Porovnání křivek zatížení – pootočení zesílených desek nadbetonávkou a nezesílených variant dle CSCT	66
Obr. 5.54 Schéma sanace obetonování sloupu.....	67
Obr. 5.55 Svislé deformace modelu PG-1 s obetonováním sloupu s rozvojem trhlin	67
Obr. 5.56 Svislé deformace modelu PG-2b s obetonováním sloupu s rozvojem trhlin ..	67
Obr. 5.57 Normálové napětí v podélné výztuži desky modelu PG-1.....	67
Obr. 5.58 Normálové napětí v podélné výztuži desky modelu PG-2b.....	67
Obr. 5.59 Porovnání křivek zatížení – pootočení zesílených desek obetonováním sloupu a nezesílených variant dle CSCT	68
Obr. 5.60 Porovnání NLFEM modelů pro různé způsoby zesílení desky na protlačení.69	
Obr. 5.61 Porovnání zesílení pro PG-1 ($\rho l = 1,5 \%$) na odezvě zatížení – pootočení... 70	
Obr. 5.62 Porovnání zesílení pro PG-2b ($\rho l = 0,25 \%$) na odezvě zatížení – pootočení	70

Obr. 5.63 Porovnání zesílení pro PG-11 ($\rho_l = 0,75 \%$) na odezvě zatížení – pootočení	70
Obr. 5.64 Poměr výsledků NLFEM modelů a předpokladů norem a) podle typu zesílení a stupně vyztužení desky, b) podle typu zesílení a druhu normy, c) podle druhu normy a stupně vyztužení desky, d) podle druhu normy a typu zesílení	71
Obr. 5.65 Umístění odporového tenzometru na závitové tyči před osazením do vrtu ...	75
Obr. 5.66 Odprýsknutí betonu při spodním povrchu	75
Obr. 5.67 Deformace podložky Ø44/4 mm po aktivaci závitové tyče	75
Obr. 5.68 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitové tyče s podložkou Ø44/4 mm	76
Obr. 5.69 Upravený detail závitové tyče pro měření aktivace pomocí momentového klíče.....	76
Obr. 5.70 Podložka 90/90/6 mm s dynamickým setem Hilti na horním povrchu desky.	76
Obr. 5.71 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitových tyčí s podložkou 90/90/6 mm	77
Obr. 5.72 Průběh poměrného přetvoření při předpínání závitových tyčí s podložkou ...	78
Obr. 5.73 Kotvení závitových tyčí na horním povrchu v zapuštěných kapsách.....	78
Obr. 5.74 Podložka 90/90/6 mm s dynamickým setem Hilti na horním povrchu desky s počínající korozi	79
Obr. 5.75 Porovnání nové a zkorodovaných sférických podložek z HILTI dynamického setu	79
Obr. 5.76 Schéma umístění hlavice v konstrukci (půdorys + řezy)	80
Obr. 5.77 Půdorysné umístění strunových tenzometrů (S) a závitových tyčí s odporovými tenzometry (O) v hlavici	81
Obr. 5.78 Pohled na osazené tenzometry v armokoši hlavice	81
Obr. 5.79 Pohled na armokoš hlavice a prodloužení stěny	81
Obr. 5.80 Celkový pohled na dokončenou konstrukci	81
Obr. 5.81 Zatížení sanované stropní desky demoličním bagrem o celkové hmotnosti 59,4t.....	82
Obr. 5.82 Záznam z měření na tenzometrech při pojezdu demoličním bagrem.....	82
Obr. 5.83 Naměřená data pro odporové tenzometry na dodatečné hlavici	83
Obr. 5.84 Naměřená data pro strunové tenzometry na dodatečné hlavici	84
Obr. 5.85 Pohled na model výseku konstrukce se sítí konečných prvků (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)	84
Obr. 5.86 Pohled na model výseku konstrukce s diskretní výztuží (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)	85
Obr. 5.87 Pohled na model výseku konstrukce s diskretní výztuží (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled)	85
Obr. 5.88 Minimální hlavní poměrné přetvoření (vlevo spodní pohled, vpravo detail u hlavice C/10)	87
Obr. 5.89 Deformace původní konstrukce C30/37 (50x převýšeno) v kroku před porušením (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled), trhliny zobrazeny od 0,05 mm	88

Obr. 5.90 Napětí ve výztuži na původní konstrukci C30/37 v kroku před porušením (vlevo horní pohled, vpravo detailní pohled na oblast C/10).....	89
Obr. 5.91 Deformace zesílené konstrukce C30/37 (50x převýšeno) v kroku před porušením (vlevo spodní pohled, vpravo horní pohled), trhliny zobrazeny od 0,05 mm.....	89
Obr. 5.92 Napětí ve výztuži na zesílené konstrukci C30/37 v kroku před porušením (vlevo celkový pohled, vpravo detailní pohled na dodatečnou výztuž hlavice C/10).....	89
Obr. 6.1 Schéma technologie sanace protlačení pro základovou patku mimo podzemní vodu.....	93
Obr. 6.2 Schéma technologie sanace protlačení pro základovou desku pod hladinou podzemní vody	93
Obr. 6.3 Expansion shell osazený na konci závitové tyče před osazením do vrtu.....	94
Obr. 6.4 Expansion shell osazený na konci závitové tyče v rozevřené podobě.....	94
Obr. 6.5 Obecný detail kotvení na přístupném povrchu pro technologii zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží	94
Obr. 6.6 Obecný detail kotvení na nepřístupném povrchu pro technologii zesílení základové konstrukce dodatečnou smykovou výztuží	95
Obr. 6.7 Geometrické charakteristiky pro výpočet sanace dodatečnou smykovou výztuží a základní principy porušení	96
Obr. 6.8 Použitý injektážní pakr pro předtěsnění oblasti pod základovou deskou.....	99
Obr. 6.9 Tahová zkouška dodatečné smykové výztuže pomocí dutého hydraulického lisu	99
Obr. 6.10 Schéma sestavy pro zkoušku progresivního chování kotvení	101
Obr. 6.11 Záznam měření z aktivace závitové tyče pro špatně podlitou roznášecí desku (zkouška DC3).....	102
Obr. 6.12 Záznam měření z aktivace závitové tyče pro řádně podlitou roznášecí desku (zkouška DB3)	102
Obr. 6.13 Závislost posunu tyče v kotvení na vyvozené síle	103
Obr. 6.14 Návrh funkce pro progresivní rozevírání trhlin na základě zkoušek.....	103
Obr. 6.15 Měření odporových tenzometrů přes ústřednu po finální injektáži sanace ..	105
Obr. 6.16 Dlouhodobé měření odporových tenzometrů instalovaných na tyčích.....	105
Obr. 6.17 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích použitých pro sanaci	106
Obr. 6.18 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích použitých pro sanaci opravený o měření na kompenzujícím prvku.....	107
Obr. 6.19 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích s nedostatečným podlitím kotevních desek.....	107
Obr. 6.20 Dlouhodobý průběh síly v závitových tyčích s nedostatečným podlitím kotevních desek opravený o měření na kompenzujícím prvku	108
Obr. 7.1 Porovnání konstrukce vyztužené dle ČSN 73 1201:1986 a přístup EN 1992-1-1 k započitatelnosti smykové výztuže	111
Obr. 7.2 Porovnání konstrukce vyztužené dle ČSN 73 1201:1986 a přístup MC 2010 k započitatelnosti smykové výztuže	113
Obr. 7.3 Půdorys budovy pro analytickou studii.....	114

Obr. 7.4 Axonometrický pohled na výpočtový model	114
Obr. 7.5 Schéma jednotlivých typů modelů budovy včetně uvažovaného zatížení	115
Obr. 7.6 Deformace uz pro střešní desku podnože – model N2 od kvazistálé kombinace	116
Obr. 7.7 Deformace uz pro střešní desku podnože – model N6 od kvazistálé kombinace	116
Obr. 7.8 Globální deformace konstrukce v ose 5 pro model N1 (100x převýšeno)	116
Obr. 7.9 Globální deformace konstrukce v ose 5 pro model N6 (100x převýšeno)	116
Obr. 7.10 Průběh deformace u_z od kvazistálé kombinace od zatížení ve věži v ose 5	117
Obr. 7.11 Příspěvek pro smykovou sílu od věže v jednotlivých sloupech na dílčích modelech pro kombinaci mezní stav únosnosti dle rovnic 6.10a/b EN 1990 [76]	117
Obr. 7.12 Průběh příspěvku na protlačení z globálního modelu N1 po výšce podnože $E = 33$ MPa	118
Obr. 7.13 Průběh příspěvku na protlačení z globálního modelu N1 po výšce podnože $E = 11$ MPa	118
Obr. 7.14 Umístění výsekového modelu v půdoryse budovy	119
Obr. 7.15 Umístění výsekového modelu v svislém řezu budovou	119
Obr. 7.16 Pohled na výsekový model s rozdělením materiálu (vlevo) a na rozmístění diskrétní výztuže (vpravo)	120
Obr. 7.17 Svislá deformace výsekového modelu od globálního efektu včetně zobrazení trhlin (převýšeno 50x)	120

12 SEZNAM TABULEK

Tab. 2.1 Porovnání účinnosti různých opatření pro zvýšení únosnosti v protlačení	36
Tab. 5.1 Použitá vstupní data pro jednotlivé NLFEM modely	47
Tab. 5.2 Porovnání únosnosti v protlačení a pootočení desky z NLFEM s experimenty	48
Tab. 5.3 Porovnání výsledků NLFEM modelů desek s normami	49
Tab. 5.4 Výsledky z modelů zesílení dodatečnou hlavicí a předpokládané únosnosti ..	51
Tab. 5.5 Porovnání výsledků NLFEM modelů desky s dodatečnou hlavicí s normami..	52
Tab. 5.6 Použité charakteristiky pro definici kontaktu mezi stávající betonovou deskou a dodatečnou betonovou hlavicí	57
Tab. 5.7 Výsledky z NLFEM pro dodatečnou hlavicí s kontaktními prvky	59
Tab. 5.8 Únosnosti jednotlivých variant modelů dle délky horní tahové výztuže desky.	61
Tab. 5.9 Výsledky z NLFEM modelů nadbetonované desky a předpokládané únosnosti	66
Tab. 5.10 Porovnání výsledků NLFEM modelů nadbetonované desky s normami.....	66
Tab. 5.11 Výsledky NLFEM modelů obetonování sloupu a předpokládané únosnosti ..	68
Tab. 5.12 Porovnání výsledků NLFEM modelů obetonování sloupu s normami	69
Tab. 5.13 Utahovací momenty dle ČSN 73 1495 (1986) a (2001) pro M12.....	74
Tab. 5.14 Vstupní materiálové charakteristiky pro jednotlivé modely	86
Tab. 5.15 Porovnání naměřených hodnot přetvoření na konstrukci s NLFEM modelem	86
Tab. 5.16 Zatížení konstrukce včetně dílčích součinitelů pro určení návrhové účinku ..	87
Tab. 5.17 Porovnání účinku zatížení a únosnosti konstrukce dle EN 1992-2.....	88
Tab. 5.18 Ruční výpočet únosnosti konstrukce dle EC2	90
Tab. 6.1 Výsledky orientačních tahových zkoušek z optimalizace předtěsnění oblasti ..	99
Tab. 6.2 Výsledky tahových zkoušek různých typů kotvení.....	100

13 PŘEHLED PUBLIKOVANÝCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K TÉMATU DISERTAČNÍ PRÁCE

2018

- [N1] NOVÁČEK, Jan, Miloš ZICH a Michal HASA. Nonlinear model of additional concrete head and its comparison with long-term measurement. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2018, **26**(3). DOI: 10.2478/sjce-2018-0014.
- [N2] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Technology of additional shear reinforcement for strengthening foundation slabs and its long-term monitoring. *The 12th fib International PhD Symposium*. 2018. ISBN 978-80-01-06401-6.
- [N3] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Strengthening Foundation Slabs below Ground Water Level against Punching Shear. *Solid State Phenomena*. 2018, **272**, 135-140. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.272.135. ISSN 1662-9779.
- [N4] NOVÁČEK, Jan. Technologie zesilování betonových desek na protlačení pomocí dodatečných smykových trnů. In: *Juniorstav 2018*. Brno, 2018. ISBN 978-80-86433-69-1.

2017

- [N5] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Contribution of Settlement of a High-Rise Building with Recession in a Ground Plan to Punching Shear. *Solid State Phenomena*. 2017, **259**, 198-202. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.259.198. ISSN 1662-9779.
- [N6] ZICH, Miloš, Jan NOVÁČEK, Martin BENKO a Vladimír PAULIČKA. Bourání části objektu Citypark Ružinov. In: *Zborník príspevkov z 10. seminára Sanácia betónových konštrukcií*. Smolenice, 2017, s. 9-14. ISBN 978-80-8076-109-7.
- [N7] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Zesilování základových desek na protlačení pod hladinou podzemní vody. In: *24. Betonářské dny 2017*. Litomyšl, 2017. ISBN 978-80-906759-0-2.
- [N8] ZICH, Miloš, Jan NOVÁČEK, Martin BENKO a Vladimír PAULIČKA. Odbourání části obchodní centra objektu CityPark Ružinov. In: *Betonářské dny 2017*. Litomyšl, 2017. ISBN 978-80-906759-0-2.
- [N9] NOVÁČEK, Jan. Vliv globálního působení konstrukce na protlačení desek. In: *Juniorstav 2017*. Brno, 2017. ISBN 978-80-214-5462-0.

2016

- [N10] NOVÁČEK, J.; ZICH, M., Příspěvek smykových sil na protlačení u výškových budov s půdorysně ustupujícími patry, *23. Betonářské dny 2016 Sborník příspěvků konference*, ISBN 978-80-906097-6-1, Česká betonářská společnost ČSSI, 2016

- [N11] NOVÁČEK, J.; ZICH, M., Studie zesilování lokálně podepřených desek dodatečnou betonovou hlavicí, *Betonářské dni 2016 Zborník prednášok*, ISBN 978-80-227-4622-9, Slovenská technická univerzita v Bratislave, Bratislava, 2016
- [N12] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Study of Strengthening Flat Slabs against Punching by Additional Column Heads. *Key Engineering Materials*. 2016, **691**, 321-332. DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.691.321. ISSN 1662-9795
- [N13] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Study of Flat Slabs Strengthening against Punching Shear. *Solid State Phenomena*. 2016, **249**, 221-226. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.249.221. ISSN 1662-9779.
- [N14] NOVÁČEK, J., Aktivace dodatečných smykových trnů na protlačení momentovým klíčem, *Sborník konference JUNIORSTAV 2016*, ISBN 978-80-214-5311-1, 2016

2015

- [N15] NOVÁČEK, J.; ZICH, M., Studie zesilování lokálně podepřených desek na protlačení, 22. *Betonářské dny 2015 Sborník příspěvků konference*, ISBN 978-80-906097-0-9, Česká betonářská společnost ČSSI, 2015
- [N16] NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. Punching Analysis of a Flat Slab with a Change in Elevation. *Advanced Materials Research*. Trans Tech Publications Ltd, 2015, **1106**, s. 233-236. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.1106.233. ISBN 978-3-03835-474-1. ISSN 1662-8985.
- [N17] NOVÁČEK, J., Havárie konstrukcí způsobené protlačením lokálně podepřené železobetonové desky, *Sborník anotací konference Junior Forensic Science Brno 2015*, ISBN 978-80-214-5145-2, Brno, 2015
- [N18] NOVÁČEK, J., Experimentální ověření průhybu balkonové desky s prvky Schöck Isokorb, *Sborník konference JUNIORSTAV 2015*, ISBN 978-80-214-5091-2, 2015

2014

- [N19] NOVÁČEK, J.; ZICH, M., Analýza protlačení lokálně podepřené desky s výškovým lomem, 21. *Betonářské dny 2014 Sborník příspěvků konference*, ISBN 978-80-903806-7-7, 2014

Zapsané užité vzory

NOVÁČEK, Jan a Miloš ZICH. *Základová deska nebo patka zesílená proti protlačení*. Česká republika. 30320 Užité vzor. Zapsáno 7.2.2017.

PŘÍLOHA 1: VÝPOČET ÚNOSNOSTI V PROTLAČENÍ PRO PG-1 DLE RŮZNÝCH STANDARDŮ

Materiálové charakteristiky

Beton

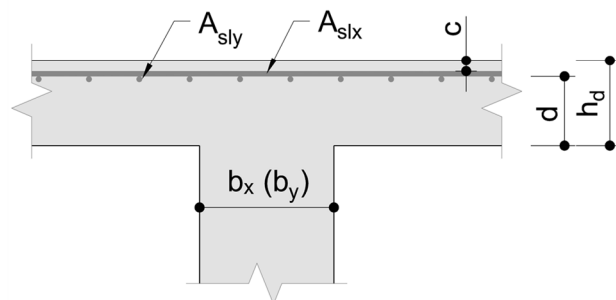
charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 27,6$ MPa
charakteristická pevnost betonu v tahu	$f_{ctk,0,05} = 2$ MPa
pracovní součinitel pro beton	$\gamma_c = 1$ MPa
návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 27,60$ MPa
návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} = 2,00$ MPa
maximální rozměr kameniva	$d_g = 16$ mm

Podélná výztuž desky

charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 573$ MPa
pracovní součinitel pro výztuž	$\gamma_s = 1$ MPa
návrhová mez kluzu	$f_{yd} = 573$ MPa
modul pružnosti	$E_s = 200$ GPa

Geometrické parametry

Rozměr sloupu	$b_x = 260$ mm
	$b_y = 260$ mm
Tloušťka desky	$h_d = 250$ mm
Krytí výztuže	$c = 20$ mm



Podélná výztuž desky

(započitatelná pro únosnost ve smyku)

X: Ø 20 mm à 100 mm $A_{slx} = 3142$ mm²

Y: Ø 20 mm à 100 mm $A_{sly} = 3142$ mm²

Výpočet dle EC

průměrná účinná výška

$$d = h_d - c - (\varnothing_x + \varnothing_y) / 2 = 250 - 20 - (20 + 20) / 2 = 210 \text{ mm}$$

stupeň vyztužení

$$\rho_{lx} = A_{slx} / d / 1000 = 3142 / 210 / 1000 = 0,01496 = 1,496 \%$$

$$\rho_{ly} = A_{sly} / d / 1000 = 3142 / 210 / 1000 = 0,01496 = 1,496 \%$$

redukovaný rozměr sloupu

$$b_{x,red} = \min(b_x; 3 \times d) = \min(260; 3 \times 210) = 260 \text{ mm}$$

$$b_{y,red} = \min(b_y; 3 \times d) = \min(260; 3 \times 210) = 260 \text{ mm}$$

základní kontrolovaný obvod

$$u_0 = 2 \times (b_{x,red} + b_{y,red}) = 2 \times (260 + 260) = 1040 \text{ mm}$$

první kontrolovaný obvod ve vzdálenosti 2d od líce sloupu

$$u_1 = 2 \times (b_{x,red} + b_{y,red}) + 2 \times \pi \times 2 \times d = 2 \times (260 + 260) + 2 \times \pi \times 2 \times 210 = 3679 \text{ mm}$$

Únosnost tlačené diagonály betonu

$$V_{Rd,max} = 0,4 \times v \times f_{cd} = 0,4 \times 0,534 \times 27,6 = \mathbf{5,893 \text{ MPa}}$$
$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck}/250) = 0,6 \times (1 - 27,6 / 250) = 0,534$$

Únosnost betonu bez smykové výztuže

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{min}$$
$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1 = 0,18$$
$$k = \min(1 + (200 / d)^{1/2}; 2) = \min(1 + (200 / 210)^{1/2}; 2,0) = 1,976$$
$$\rho_l = (\rho_{lx} \times \rho_{ly})^{1/2} = (1,496 \times 1,496)^{1/2} = 1,496 \% = 0,01496$$
$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,976^{3/2} \times 27,6^{1/2} = 0,511 \text{ MPa}$$
$$V_{Rd,c} = \max(0,18 \times 1,976 \times (100 \times 0,01496 \times 27,6)^{1/3} + 0; 0,511) = \max(1,229; 0,511) = 1,229 \text{ MPa}$$
$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c} \times d \times u_1 = 1,229 \times 210 \times 3679 = 949497 \text{ N} = \mathbf{949 \text{ kN}}$$

Výpočet dle ČSN 73 1201:1986

první kontrolovaný obvod ve vzdálenosti $h/2$ od líce sloupu, kolmé rozměry

$$u_c = 2 \times (b_x + b_y) + 4 \times h = 2 \times (260 + 260) + 4 \times 250 = 2040 \text{ mm}$$

$$R_{bt} = 2 \text{ MPa} \quad \text{pevnost betonu v tahu}$$

$$R_s = 573 \text{ MPa} \quad \text{pevnost betonářské výztuže}$$

součinitel míry zakotvení

$$\gamma_b = 1,0 \quad \text{výztuž dostatečně zakotvena}$$

součinitel tloušťky desky

$$\chi_h = 1,2 \quad \text{pro } h_d < 300 \text{ mm}$$

součinitel normálové síly

$$\chi_n = 1,0 \quad \text{bez vlivu normálové síly}$$

součinitel vyztužení

$$\chi_s = \min(1 + 50\chi_b(\mu_{stw} - \mu_{st,min}); 1,5) = \min(1 + 50 \times 1 \times (0,01257 - 0,00116); 1,5)$$

$$\chi_s = 1,50$$

$$\mu_{st,min} = 1/3 \times R_{bt}/R_s = 1/3 \times 2/573 = 0,00116$$

$$\mu_{stw} = (A_{slx}/h_d \times A_{sly}/h_d)^{1/2} = 0,01257$$

únosnost v protlačení na jednotku délky obvodu

$$q_{bu} = 0,42 \times h_d \times \chi_s \times \chi_h \times \chi_n \times \gamma_b \times R_{bt}$$

$$q_{bu} = 0,42 \times 250 \times 1,5 \times 1,2 \times 1 \times 1 \times 2 = 378 \text{ kN/m}$$

$$Q_{bu} = u_c \times q_{bu} = 2,04 \times 378 = \mathbf{771 \text{ kN}}$$

Výpočet dle CSCT

první kontrolovaný obvod ve vzdálenosti $d/2$ od líce sloupu

$$b_0 = 2 \times (b_{x,red} + b_{y,red}) + \pi \times d = 2 \times (260 + 260) + \pi \times 210 = 1700 \text{ mm}$$

Únosnost betonu bez smykové výztuže

$$\text{pootočení desky } \psi = 1,5 \times r_s / d \times f_{yd} / E_s \times (V / V_{flex})^{3/2} = 0,00683$$

iterační stanovení podle Muttoni, 2008

obecně pro kvadrilineární závislost momentu a pootočení

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \left(-m_r \cdot r_0 + m_R \langle r_y - r_0 \rangle + EI_1 \cdot \psi \cdot \langle \ln(r_1) - \ln(r_y) \rangle + \right. \\ \left. EI_1 \cdot \chi_{TS} \cdot \langle r_1 - r_y \rangle + m_{cr} \cdot \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \cdot \psi \cdot \langle \ln(r_s) - \ln(r_{cr}) \rangle \right)$$

pro elastickou oblast napětí ve výztuži desky

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_0} \right)$$

$$V_{Rd,c} = 3/4 \times b_0 \times d \times f_{ck}^{0,5} / (1 + 15 \times \psi \times d / (d_{g0} + d_g))$$

$$= 3/4 \times 1,700 \times 210 \times 27,6^{0,5} / (1 + 15 \times 0,00683 \times 210 / (16 + 16))$$

$$V_{Rd,c} = 841 \text{ kN}$$

Výpočet dle EC2 proposal

efektivní výška průřezu

$$d_v = d = 210 \text{ mm}$$

první kontrolovaný obvod ve vzdálenosti $d_v/2$ od líce sloupu

$$b_0 = (2 \times (b_{x,red} \times b_{y,red}) + 2 \times \pi \times d/2) = 2 \times (260 + 260) + 2 \times \pi \times 210/2 = 1700 \text{ mm}$$

vzdálenost nulových momentů

$$a_{v,x} = 1370 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost k nulovému momentu v desce}$$

$$a_{v,y} = 1370 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost k nulovému momentu v desce}$$

$$a_v = \max((a_{v,x} \times a_{v,y})^{1/2}; 2,5 \times d) = \max((1370 \times 1370)^{1/2}; 2,5 \times 210) = 1370 \text{ mm}$$

součinitel dle typu sloupu $\mu = 8,0$ pro vnitřní sloup

smykový faktor

$$k_b = \max((8 \times \mu \times (d / b_0))^{1/2}; 1) = \max((8 \times 8 \times (210/1700))^{1/2}; 1) = 2,812$$

součinitel vlivu drsnosti trhliny

$$d_{dg} = d_{g0} + d_g \times \min((60/f_{ck})^2; 1) = 16 + 16 \times \min((60/27,6)^2; 1) = 32 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

stupeň vyztužení $\rho_l = 0,01496$

únosnost v protlačení

$$V_{Rd,c} = \min(k_b / \gamma_c \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} \times d_{dg} / a_v)^{1/3} \times d_v; 0,6 / \gamma_c \times f_{ck}^{0,5} \times d_v) \\ = \min(2,812 / 1 \times (100 \times 0,01496 \times 27,6 \times 32 / 1370)^{1/3} \times 210; 0,6 / 1 \times 27,6^{1/2} \times 210) \\ = \min(583,4; 661,9) = 583,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c} \times b_0 = 583,4 \times 2 = 992 \text{ kN}$$

Výpočet dle draft prEN 1992-1-1:2018

efektivní výška průřezu

$$d_v = d = 210 \text{ mm}$$

první kontrolovaný obvod ve vzdálenosti $d_v/2$ od líce sloupu

$$b_0 = (2 \times (b_{x,red} \times b_{y,red}) + 2 \times \pi \times d/2) = 2 \times (260 + 260) + 2 \times \pi \times 210/2 = 1700 \text{ mm}$$

vzdálenost nulových momentů

$$a_{p,x} = 1370 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost k nulovému momentu v desce}$$

$$a_{p,y} = 1370 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost k nulovému momentu v desce}$$

$$a_p = \max((a_{p,x} \times a_{p,y})^{1/2}; d_v) = \max((1370 \times 1370)^{1/2}; 210) = 1370 \text{ mm}$$

smykový faktor

$$k_{pb} = \min((5 \times \mu \times (d_v / b_0))^{1/2}; 2,5) \min((5 \times 8 \times (210/1700))^{1/2}; 2,5) = 2,223$$

součinitel vlivu drsnosti trhliny

$$d_{dg} = d_{g0} + d_g \times \min((60/f_{ck})^2; 1) = 16 + 16 \times \min((60/27,6)^2; 1) = 32 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

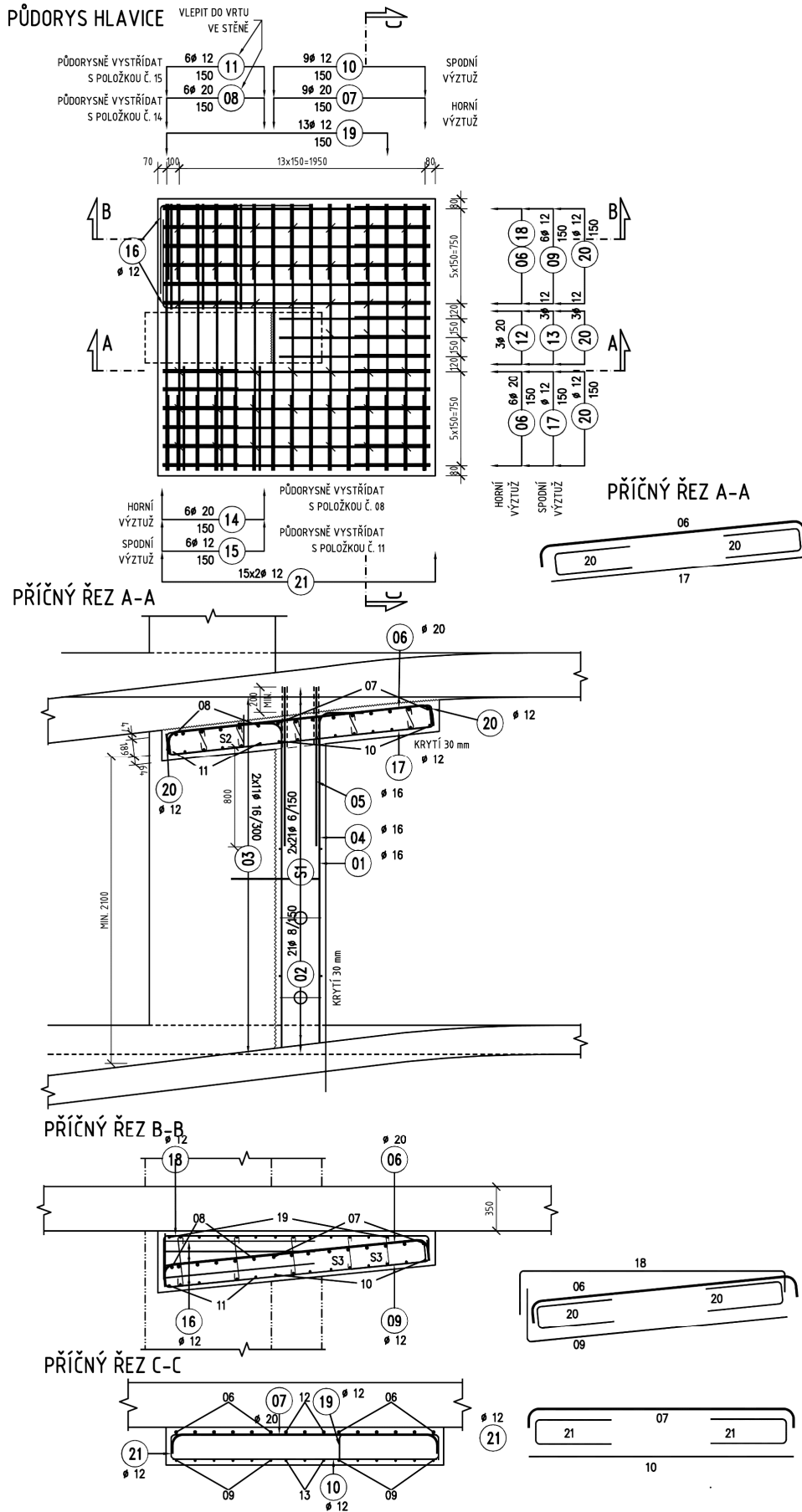
stupeň vyztužení

$$\rho_l = 0,01496$$

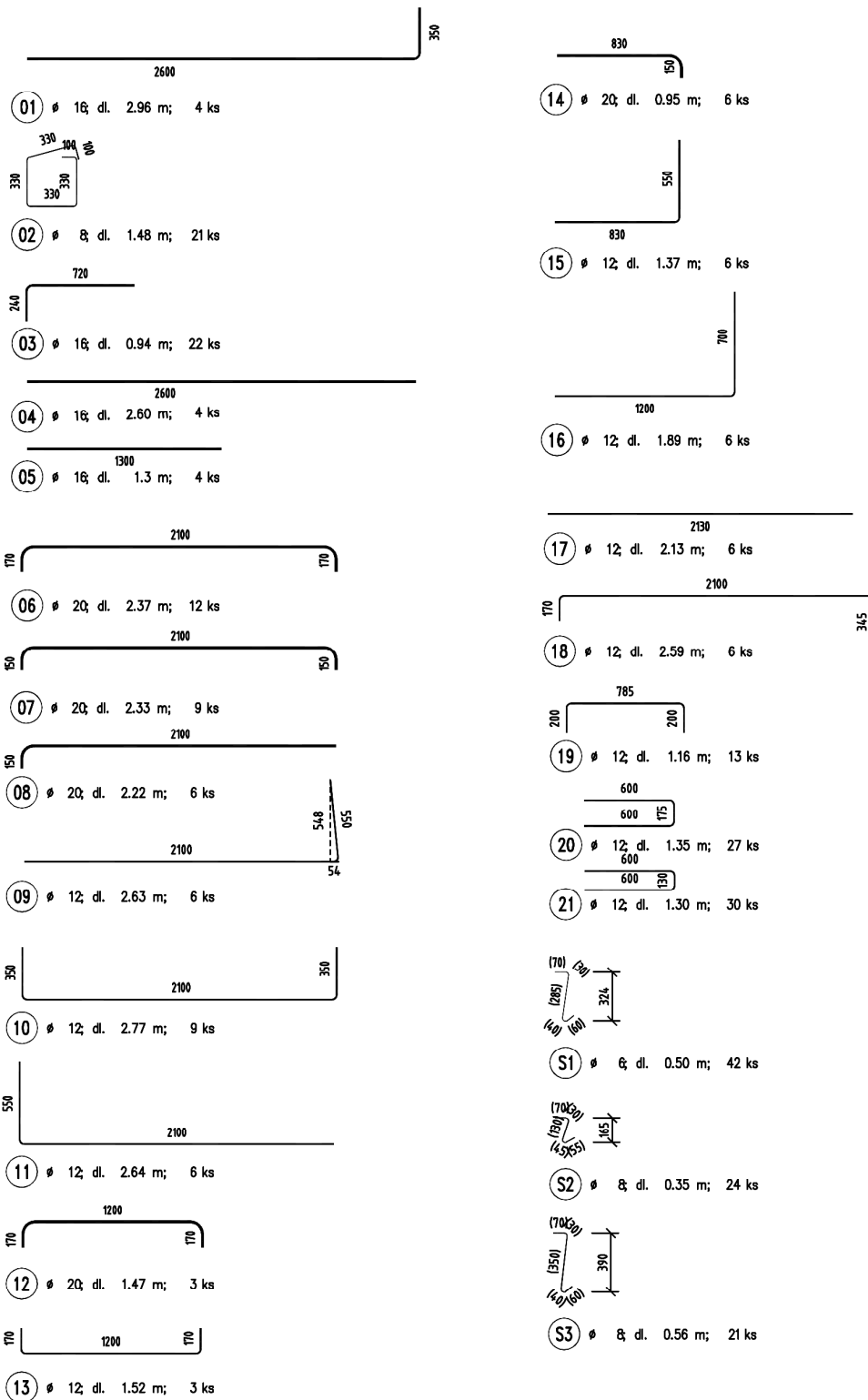
únosnost v protlačení

$$\begin{aligned} \tau_{Rd,c} &= \min(0,6 \times k_b / \gamma_c \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} \times d_{dg} / (a_p \times d / 8)^{0,5})^{1/3}; 0,6 / \gamma_c \times f_{ck}^{0,5}) \\ &= \min(0,6 \times 2,223 / 1 \times (100 \times 0,01496 \times 27,6 \times 32 / (1370 \times 210 / 8)^{1/2})^{1/3}; 0,6 / 1 \times 27,6^{1/2}) \\ &= \min(2,548; 3,152) = 2,548 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = \tau_{Rd,c} \times b_0 \times d_v = 2548 \times 1,7 \times 0,21 = 909 \text{ kN}$$



VÝTAH VÝZTUŽE



PŘÍLOHA 3: FOTODOKUMENTACE ZÁKLADOVÉ DESKY



Obr. P 1 Vytvořené kapsy pro sanaci základové desky



Obr. P 2 Provádění vrtu Ø20mm pro osazení injektážního pakru



Obr. P 3 Dočasné utěsnění vrtu korkovým špuntem



Obr. P 4 Vyvrtaný otvor velkého průměru pro osazení tyče s expansion shellem



Obr. P 5 Osazený expansion shell na závitové tyči před umístěním do vrtu



Obr. P 6 Instalované závitové tyče ve vrtech po zalití kořene



Obr. P 7 Aktivace tyče předeprnutím dutým hydraulickým válcem



Obr. P 8 Pohled na kotevní desku s vývodem injektáže šikmým vrtem



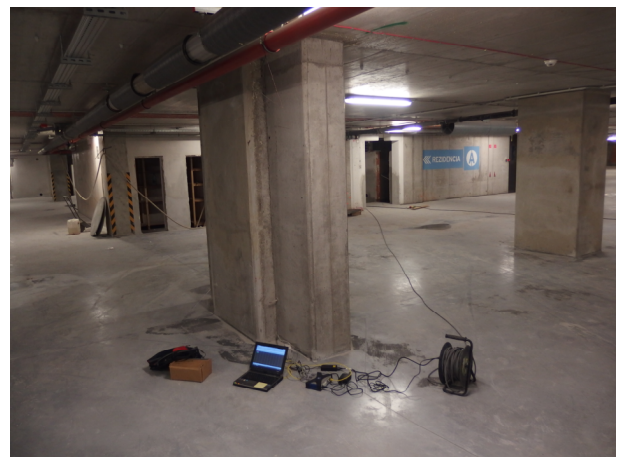
Obr. P 9 Pohled na kotevní desku s injektážním otvorem v desce



Obr. P 10 Pohled na celkovou sanaci po finálním zainjektování vrtu



Obr. P 11 Pohled na celkovou sanaci po zakrácení tyčí těsně nad kotevní matku



Obr. P 12 Dlouhodobé měření na základové desce (finální povrchová úprava - drátkobetonová deska)

PŘÍLOHA 4: POROVNÁNÍ VÝPOČTU ZESÍLENÍ ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE DODATEČNOU SMYKOVOU VÝZTUŽÍ

Zatížení

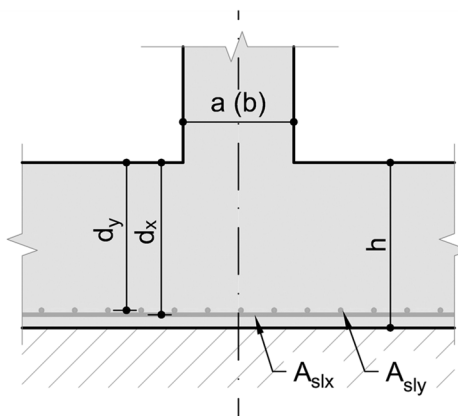
návrhová síla v sloupu	$V_{Ed} = 4300$ kN
návrhové plošné zatížení desky	$q_d = 93$ kN/m ²
síla v sloupu při zesilování	$V_{SLS} = 2000$ kN

posudky dle Hilti - založeno na SIA 262

posudky provedeny dle Model Code 2010

Materiálové charakteristiky

válcová pevnost betonu	$f_{ck} = 30$ MPa
krychelná pevnost betonu	$f_{ck,cube} = 37$ MPa
dílčí součinitel pro beton	$\gamma_c = 1,5$
návrhová pevnost betonu	$f_{cd} = 20$ MPa
mez kluzu výztuže desky	$f_{yk} = 500$ MPa
dílčí součinitel pro ocel	$\gamma_s = 1,15$
návrhová hodnota meze kluzu	$f_{yd} = 434,8$ MPa
modul pružnosti oceli	$E_s = 200$ GPa
maximální velikost kameniva	$D_{max} = 16$ mm



Geometrie

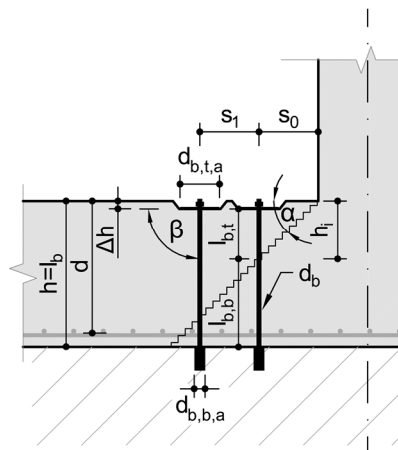
umístění sloupu	vnitřní	
vliv excentricity	$k_e = 0,9$	
tloušťka desky	$h = 750$ mm	
účinná výška	$d_x = 650$ mm	$d_y = 650$ mm
průměrná účinná výška	$d = (d_x + d_y)/2 = 650$ mm	
plocha výztuže desky	$A_{slx} = 3041$ mm ²	X: Ø 22 mm @ 125 mm
	$A_{sly} = 3041$ mm ²	Y: Ø 22 mm @ 125 mm
vzdálenost k nulovému momentu	$r_{sx} = 1540$ mm	$r_{sy} = 1540$ mm
	$r_s = 1540$ mm	
rozměr sloupu	$a = 700$ mm	$b = 1100$ mm
redukováný rozměr	$a_{red} = \min(a; 3 \times d) = 700$ mm	
	$b_{red} = \min(b; 3 \times d) = 1100$ mm	

Protlačení bez zesílení

kritický obvod v ($d/2$)	$b_0 = k_e(2 \times (a_{red} + b_{red}) + \pi d) = 5078$ mm
plocha uvnitř kritického obvodu	$A_i = a \times b + d \times a + d \times b + \pi d^2/4 = 2,272$ m ²
síla působící na kritický obvod	$V'_{Ed} = V_{Ed} - A_i \times (q_d + h \times 25) = 4046$ kN
ohybová únosnost desky	$m_{Rdx} = 815,7$ kNm/m $m_{Rdy} = 815,7$ kNm/m
	$m_{Rd} = 815,7$ kNm/m
pootočení desky od návrhové síly	$\psi = 1,5 r_s / d (V_{Ed} / 8 \times m_{Rd})^{1,5} f_{yd} / E_s = 0,0041$
únosnost před zesílením	Hilti (SIA 262) $V_{Rd,c} = 2/3 \gamma_c \times b_0 d \times f_{ck}^{0,5} / (1 + 20 \times \psi \times d / (16 + D_{max})) = 2999$ kN
	MC2010 $V_{Rd,c} = k_\psi f_{ck}^{0,5} \gamma_c \times b_0 \times d = 3076$ kN
	$k_{dg} = \max(32 / (16 + D_{max}); 0,75) = 1,00$
	$k_\psi = \min(1 / (1,5 + 0,9 k_{dg} \times \psi \times d); 0,6) = 0,26$
maximální únosnost v protlačení	$V_{Rd,max} = 5778$ kN ► je možné zesílit
stanoveno iteračně	$V_{Rd,max} = 5638$ kN $k_{sys} = 2,40$ ► je možné zesílit
Nutná síla přenášená zesílením	$V_{Rd,s,rqd} = V'_{Ed} - V_{Rd,c} = 1047$ kN
	$V_{Rd,s,rqd} = V'_{Ed} - V_{Rd,c} = 970$ kN

Zesílení konstrukce na protlačení nová technologie s kombinovaným kotvením bez započtení aktivace

mez kluzu smykové výztuže	$f_{ywk} = 500$ MPa	posudky dle Model Code 2010
návrhová mez kluzu smykové výztuže	$f_{ywd} = 434,8$ MPa	
počet radiálních větví	$n_s = 9$	
počet obvodů	$n_v = 2$	
úhel smykové trhliny	$\alpha = 45^\circ$	
úhel mezi výztuží a rovinou desky	$\beta = 90^\circ$	
soudržnost lepidla	$\tau_b = 4$ MPa	
dílčí součinitel pro lepidlo	$\gamma_a = 1,4$	
návrhová soudržnost lepidla	$\tau_{bd} = 2,86$ MPa	
průměr dodatečné smykové výztuže	$d_b = 25$ mm	
plocha smykové výztuže	$A_s = 490,9$ mm ²	
průměr kotevní desky	$d_{b,t,a} = 200$ mm	
průměr expansion shellu	$d_{b,b,a} = 55$ mm	
zapuštění na horním povrchu	$\Delta h = 40$ mm	
vzdálenost 1. obvodu od líce sloupu	$s_0 = 300$ mm	$< 0,75 d (487,5\text{mm}) \blacktriangleright$ VYHOVUJE
vzdálenost 1. obvodu a 2.obvodu	$s_1 = 300$ mm	$< 0,75 d (487,5\text{mm}) \blacktriangleright$ VYHOVUJE
délka vrtu	$l_b = h = 750$ mm	
příspěvek mechanického kotvení	$N_{s,m} = 70$ kN	
dílčí součinitel pro mech. kotvení	$\gamma_F = 1,4$	



	obvod	1	2	3	4	5	6	7	
vzdálenost od líce	s	300	600	-	-	-	-	-	mm
výška průtůči s trhlinou	h_i	300	600	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,t}$	260	560	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,b}$	450	150	-	-	-	-	-	mm
příspěvek předepnutí	$\sigma_{s,p}$	0	0	0	0	0	0	0	MPa
kotvení nad smykovou trhlinou	$N_{s,b,s,d}$	151,0	83,7	-	-	-	-	-	kN
vytržení bet. kužele spodní	$N_{s,t,cc,d}$	259,9	630,1	-	-	-	-	-	kN
vytržení bet. kužele horní	$N_{s,b,cc,d}$	375,3	88,0	-	-	-	-	-	kN
aktivovaná síla v tyči	$N_{s,el,d}$	55,2	77,1	-	-	-	-	-	kN
plastická únosnost tyče	$N_{s,y,d}$	213,4	213,4	-	-	-	-	-	kN
návrhová hodnota kotvení	$N_{si,d}$	55,2	77,1	-	-	-	-	-	kN

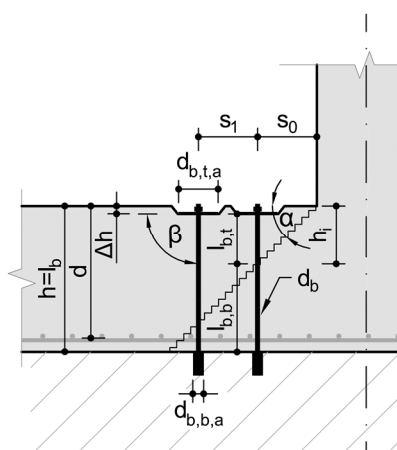
hodnota zesílení na jednu větev	$N_{Rd,s,s} = \sum N_{si,d} = 132,3$ kN
přepočít do kolmého směru	$V_{Rd,s,s} = \sin\beta \times N_{Rd,s,s} \times k_e = 119,1$ kN
celkový příspěvek zesílení	$V_{Rd,s} = V_{Rd,s,s} \times n_s = 1072$ kN
únosnost po zesílení	$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 4148$ kN
	MC2010 $V_{Rd} = 4148$ kN $\geq V'_{Ed} = 4046$ kN \blacktriangleright VYHOVUJE

Únosnost vnějšího obvodu

redukováno efektivní výška zapuštěním	$d_v = d - \Delta h = 610$ mm
délka radiálních větví	$l_s = s_0 + s_1 (n_v - 1) = 600$ mm
délka vnějšího obvodu	$u_{out} = k_e (2 \times (a + b) + \pi (d + 2 \times l_s)) = 8358$ mm
plocha uvnitř kritického obvodu	$A_{i,out} = a \times b + (d + 2l_s) \times (a + b) + \pi (d_v + 2l_s)^2 / 4 = 6,601$ m ²
	$V'_{Ed,out} = V_{Ed} - A_{i,out} \times (q_d + h \times 25) = 3562$ kN
únosnost samotného betonu	$V_{Rd,c,out} = k_{\psi,out} f_{ck}^{0,5} / \gamma_c \times b_{out} \times d_v = 4940$ kN
	$k_{\psi,out} = \min(1 / (1,5 + 0,9 k_{dg} \times \psi \times d_v), 0,6) = 0,27$
	MC2010 $V_{Rd,c,out} = 4940$ kN $\geq V'_{Ed,out} = 3562$ kN \blacktriangleright VYHOVUJE

Zesílení konstrukce na protlačení nová technologie s kombinovaným kotvením se započtením aktivace

mez kluzu smykové výztuže	$f_{ywk} = 500$ MPa	posudky dle Model Code 2010
návrhová mez kluzu smykové výztuže	$f_{ywd} = 434,8$ MPa	
počet radiálních větví	$n_s = 9$	
počet obvodů	$n_v = 2$	
úhel smykové trhliny	$\alpha = 45^\circ$	
úhel mezi výztuží a rovinou desky	$\beta = 90^\circ$	
soudržnost lepidla	$\tau_b = 4$ MPa	
dílčí součinitel pro lepidlo	$\gamma_a = 1,4$	
návrhová soudržnost lepidla	$\tau_{bd} = 2,86$ MPa	
průměr dodatečné smykové výztuže	$d_b = 25$ mm	
plocha smykové výztuže	$A_s = 490,9$ mm ²	
průměr kotevní desky	$d_{b,t,a} = 200$ mm	
průměr expansion shellu	$d_{b,b,a} = 55$ mm	
zapuštění na horním povrchu	$\Delta h = 40$ mm	
vzdálenost 1. obvodu od líce sloupu	$s_0 = 300$ mm	< 0,75 d (487,5mm) ► VYHOVUJE
vzdálenost 1. obvodu a 2.obvodu	$s_1 = 300$ mm	< 0,75 d (487,5mm) ► VYHOVUJE
délka vrtu	$l_b = h = 750$ mm	
příspěvek mechanického kotvení	$N_{s,m} = 70$ kN	
dílčí součinitel pro mech. kotvení	$\gamma_F = 1,4$	



	obvod	1	2	3	4	5	6	7	
vzdálenost od líce	s	300	600	-	-	-	-	-	mm
výška průtůči s trhlinou	h_i	300	600	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,t}$	260	560	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,b}$	450	150	-	-	-	-	-	mm
příspěvek předepnutí	$\sigma_{s,p}$	265	265	0	0	0	0	0	MPa
kotvení nad smykovou trhlinou	$N_{s,b,s,d}$	151,0	83,7	-	-	-	-	-	kN
vytržení bet. kužele spodní	$N_{s,t,cc,d}$	259,9	630,1	-	-	-	-	-	kN
vytržení bet. kužele horní	$N_{s,b,cc,d}$	375,3	88,0	-	-	-	-	-	kN
aktivovaná síla v tyči	$N_{s,el,d}$	185,3	207,2	-	-	-	-	-	kN
plastická únosnost tyče	$N_{s,y,d}$	213,4	213,4	-	-	-	-	-	kN
návrhová hodnota kotvení	$N_{si,d}$	151,0	83,7	-	-	-	-	-	kN

hodnota zesílení na jednu větev	$N_{Rd,s,s} = \sum N_{si,d} = 234,6$ kN
přepoččet do kolmého směru	$V_{Rd,s,s} = \sin\beta \times N_{Rd,s,s} \times k_e = 211,2$ kN
celkový příspěvek zesílení	$V_{Rd,s} = V_{Rd,s,s} \times n_s = 1901$ kN
únosnost po zesílení	$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 4977$ kN
MC2010	$V_{Rd} = 4977$ kN $\geq V'_{Ed} = 4046$ kN ► VYHOVUJE

Únosnost vnějšího obvodu

redukována efektivní výška zapuštěním	$d_v = d - \Delta h = 610$ mm
délka radiálních větví	$l_s = s_0 + s_1(n_v - 1) = 600$ mm
délka vnějšího obvodu	$u_{out} = k_e(2 \times (a + b) + \pi(d + 2l_s)) = 8358$ mm
plocha uvnitř kritického obvodu	$A_{i,out} = a \times b + (d + 2l_s) \times (a + b) + \pi(d_v + 2l_s)^2 / 4 = 6,601$ m ²
	$V'_{Ed,out} = V_{Ed} - A_{i,out} \times (q_d + h \times 25) = 3562$ kN
únosnost samotného betonu	$V_{Rd,c,out} = k_{\psi,out} f_{ck}^{0,5} / \gamma_c \times b_{out} \times d_v = 4940$ kN
	$k_{\psi,out} = \min(1 / (1,5 + 0,9k_{dg} \times \psi \times d_v); 0,6) = 0,27$
MC2010	$V_{Rd,c,out} = 4940$ kN $\geq V'_{Ed,out} = 3562$ kN ► VYHOVUJE

Zesílení konstrukce na protlačení *technologie Hilti* posudky dle *Model Code 2010* *Hilti (SIA 262)*

pootočení desky mezi zatížením při zesílení a návrhovém zatížením $\Delta\psi = 1,5 r_s/d [(V_{SLs} / 8 \times m_{Rd})^{1,5} - (V_{Ed} / 8 \times m_{Rd})^{1,5}] f_{yd}/E_s$
 $\Delta\psi = 0,0028$

mez kluzu smykové výztuže $f_{ywk} = 363$ MPa pro Hilti HZA-R

návrhová mez kluzu smykové výztuže $f_{ywd} = 315,7$ MPa

počet radiálních větví $n_s = 9$

počet obvodů $n_v = 2$

úhel smykové trhliny $\alpha = 45^\circ$

úhel mezi výztuží a rovinou desky $\beta = 45^\circ$

soudržnost lepidla $\tau_b = 9,66$ MPa

díličí součinitel pro lepidlo $\gamma_a = 1,4$

návrhová soudržnost lepidla $\tau_{bd} = 6,9$ MPa

průměr dodatečné smykové výztuže $d_b = 20$ mm

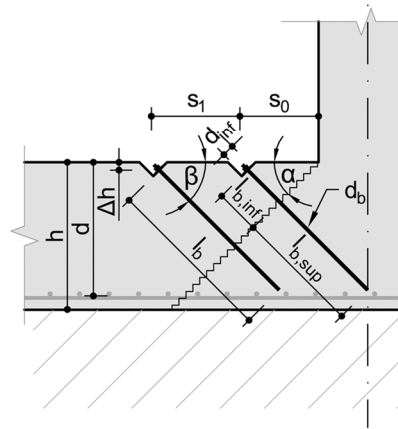
průměr kotevní podložky $d_{inf} = 60$ mm

zapaštění na horním povrchu $\Delta h = 40$ mm

vzdálenost 1. obvodu od líce sloupu $s_0 = 400$ mm $< 0,75 d (487,5\text{mm})$ ► VYHOVUJE

vzdálenost 1. obvodu a 2.obvodu $s_1 = 450$ mm $< 0,75 d (487,5\text{mm})$ ► VYHOVUJE

délka vrtu $l_b = 919$ mm



	obvod	1	2	3	4	5	6	7	
vzdálenost od líce	s	400	850	-	-	-	-	-	mm
výška průtnutí s trhlinou	h_i	200	425	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,inf}$	226	544	-	-	-	-	-	mm
	$l_{b,sup}$	636	318	-	-	-	-	-	mm
aktivovaná síla v tyči	$N_{si,el,d}$	89	130	-	-	-	-	-	kN
plastická únosnost tyče	$N_{si,pl,d}$	99	99	-	-	-	-	-	kN
kotvení nad smykovou trhlinou	$N_{si,b,d}$	276	138	-	-	-	-	-	kN
vytržení betonového kužele horní	$N_{si,p,d}$	519	183	-	-	-	-	-	kN
vytržení betonového kužele spodní	$N_{si,p,d}$	139	456	-	-	-	-	-	kN
návrhová hodnota kotvení	$N_{si,d}$	89	99	-	-	-	-	-	kN

použité vzorce $N_{si,el,d} = K_a (\Delta\psi \times h)^{0,5}$ $K_a = 3,74$ (Hilti HZA-R M20, HIT-RE 500)

$$N_{si,pl,d} = \pi/4 \times d_b^2 \times f_{ywd}$$

$$N_{si,b,d} = \pi \times d_b \times l_{b,sup} \times \tau_{bd}$$

$$N_{si,p,d} = 0,28/\gamma_c \times f_{ck}^{0,5} l_{b,sup}$$

$$N_{si,p,d} = 0,28/\gamma_c \times f_{ck}^{0,5} l_{b,inf} \times (1 + d_{inf} / l_{b,inf})$$

$$N_{si,d} = \min(N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d}; N_{si,p,d})$$

hodnota zesílení na jednu větev $N_{Rd,s,s} = \sum N_{si,d} = 188$ kN

přepočít do kolmého směru $V_{Rd,s,s} = \sin\beta \times N_{Rd,s,s} \times k_e = 119,6$ kN

celkový příspěvek zesílení $V_{Rd,s} = V_{Rd,s,s} \times n_s = 1077$ kN

únosnost po zesílení $V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 4076$ kN

Hilti (SIA 262) $V_{Rd} = 4076$ kN $\geq V'_{Ed} = 4046$ kN ► VYHOVUJE

MC2010 $V_{Rd} = 4153$ kN $\geq V'_{Ed} = 4046$ kN ► VYHOVUJE

Únosnost vnějšího obvodu

redukována efektivní výška zapuštěním $d_v = d - \Delta h = 610 \text{ mm}$
 délka radiálních větví $l_s = s_0 + s_1 (n_v - 1) = 850 \text{ mm}$
 délka vnějšího obvodu $b_{out} = k_e (2 \times (a + b) + \pi (d + 2 \cdot l_s)) = 9771 \text{ mm}$
 plocha uvnitř kritického obvodu $A_{i,out} = a \times b + (d + 2l_s) \times (a + b) + \pi (d_v + 2l_s)^2 / 4 = 9,265 \text{ m}^2$
 $V'_{Ed,out} = V_{Ed} - A_{i,out} \times (q_{d+} \times h \times 25) = 3265 \text{ kN}$
 únosnost samotného betonu $V_{Rd,c,out} = 2/3 \gamma_c \times b_{out} \times d_v \times f_{ck}^{0,5} / (1 + 20 \times \psi \times d / (16 + D_{max})) = 5634 \text{ kN}$
 $V_{Rd,c,out} = k_{\psi,out} \times f_{ck}^{0,5} / \gamma_c \times b_{out} \times d_v = 5775 \text{ kN}$
 $k_{\psi,out} = \min(1 / (1,5 + 0,9 k_{dg} \times \psi \times d_v); 0,6) = 0,27$

<i>Hilti (SIA 262)</i>	$V_{Rd,c,out} = 5634 \text{ kN}$	\geq	$V'_{Ed,out} = 3265 \text{ kN}$	\blacktriangleright	VYHOVUJE
<i>MC2010</i>	$V_{Rd,c,out} = 5775 \text{ kN}$	\geq	$V'_{Ed,out} = 3265 \text{ kN}$	\blacktriangleright	VYHOVUJE