

Západočeská univerzita v Plzni
Fakulta aplikovaných věd

**ASPEKTY POUŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÝCH
KONSTRUKCÍ, APLIKACE NA PANELOVÉ
SOUSTAVY**

Ing. Michal Novák

disertační práce
k získání akademického titulu doktor
v oboru Aplikovaná mechanika

Školitel: Doc. Ing. Petr Brož, DrSc.
Katedra mechaniky

Plzeň 2021

University of West Bohemia
Faculty of Applied Sciences

**ASPECTS OF USABILITY OF REINFORCED
CONCRETE STRUCTURES, APPLICATION TO
PANEL SYSTEMS**

Ing. Michal Novák

Ph.D. thesis submitted in partial fulfilment
of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy
in Applied Mechanics

Supervisor: Assoc. Prof. Ing. Petr Brož, DrSc.
Department of Mechanics

Pilsen 2021

ABSTRAKT

Práce s názvem „Aspekty použitelnosti železobetonových konstrukcí, aplikace na panelové soustavy“ je zaměřena na mechanické chování stropních deskových ohýbaných konstrukcí v panelových soustavách. Práce obsahuje rešerši stávajících poznatků o vlastnostech užívaných stavebních materiálů, způsobu výpočtu přetvoření deskových železobetonových konstrukcí s důrazem na pozdější aplikaci přetížení, průzkum a analýzu konstrukcí a seznamuje se způsoby navrhování podle platných evropských a českých norem. V disertaci jsou aplikovány získané poznatky o průhybech na dva z nejčastěji používaných systémů panelových objektů v západních Čechách PS61 a PS69 a problémy z praxe spojených s přetížením stropů. Jelikož byty v těchto objektech představují významnou část bytového fondu, jejichž úpravy se již stávají nutností, poskytne tato část práce určitý náhled na možnosti využití nejčastěji požadovaných změn a materiálových řešení v jednotlivých typech objektů.

KLÍČOVÁ SLOVA

panelové soustavy, PS61, PS69, průhyb železobetonových konstrukcí, poruchy vlivem přetížení stropu, ortotropní tuhosti, spolupůsobení panelů, styk stropních panelů, vyztužení stropních panelů, únosnost stropních panelů

ABSTRACT

The work entitled "Aspects of usability of reinforced concrete structures, application to panel systems" is focused on the mechanical behavior of ceiling slab bent structures in panel systems. The work contains a search of existing knowledge about the properties of building materials used, the method of calculating the deformation of slab reinforced concrete structures with emphasis on the later application of loading, research and analysis of structures and introduces design methods according to applicable European and Czech standards. In the dissertation, the acquired knowledge about deflections will be applied to the two most frequently used systems of panel objects in western Bohemia, PS61 and PS69, and practical problems associated with overloading ceilings. Since the flats in these buildings represent a significant part of the dwelling stock, the modifications of which are already becoming a necessity, this part of the work will provide some insight into the possibilities of using the most frequently required changes and material solutions in individual types of buildings.

KEYWORDS

panel systems, PS61, PS69, deflection of reinforced concrete structures, defects due to ceiling overload, orthotropic stiffnesses, all for ceiling panels - their contact, reinforcement, and load-bearing capacity

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně s použitím odborné literatury a pramenů uvedených v seznamu, který je součástí této práce.

V Plzni dne

.....

Podpis autora

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval svému školiteli doc. Ing. Petru Brožovi, DrSc. a školiteli specialistovi Ing. Ludkovi Vejvarovi, Ph.D. za cenné profesionální rady, připomínky a metodické vedení práce. Dále děkuji především své manželce za pochopení a trvalou podporu.

OBSAH

1	ÚVOD	14
1.1	Cíle disertační práce	14
1.2	Současný stav poznání	14
1.3	Nutnost úprav dispozičního řešení v panelových objektech	15
1.4	Průzkumy provedené o objektech	16
2	VÝZNAM VÝPOČTU PRŮHYBU STROPNÍCH KONSTRUKCÍ.....	17
2.1	Obecné problémy při nadměrných průhybech	17
2.1.1	Hlavní projevy nadměrného průhybu stropních konstrukcí	17
2.1.2	Nejčastější poruchy vlivem průhybu stropní konstrukce	17
2.2	Stanovení omezení průhybu	18
2.2.1	Dle ČSN EN 1992-1-1 [4]	18
2.2.2	Dle ČSN 73 2001 a ČSN 73 1201 [9].....	19
2.3	Nejistoty při stanovení průhybu	19
2.4	Příklady sledovaných poruch vlivem nadměrného průhybu.....	20
2.4.1	Poškození mezibytové příčky, panelová soustava PS61	20
2.4.2	Přetížení stropu rekonstrukcí bytového jádra, panelová soustava PS61.....	22
2.4.3	Zvýšený průhyb stropu vlivem vybourání příčky, panelová soustava PS69	23
3	CHOVÁNÍ MATERIÁLŮ	24
3.1	Beton	24
3.1.1	Krátkodobé chování betonu	24
3.1.2	Dlouhodobé chování betonu	25
3.1.3	Smršťování betonu	27
3.1.4	Dotvarování betonu	29
3.2	Beton v panelových objektech.....	32
3.2.1	Karbonatace betonu	33
4	STANOVENÍ PRŮHYBU ŽELEZOBETONOVÝCH OHÝBANÝCH PRVKŮ.....	35
4.1	Vztah mezi ohybovým momentem, křivostí a deformací	35
4.2	Železobetonový průřez – průřezové charakteristiky.....	38
4.2.1	Ideální průřez bez trhlin a mez vzniku trhlin	38
4.2.2	Průřez s trhlinami.....	39
4.3	Stanovení křivosti silovou metodou.....	40
4.4	Spolupůsobení betonu v tažené oblasti mezi trhlinami.....	42

4.4.1	Význam problematiky	42
4.4.2	Postup dle ČSN EN 1992-1-1 [4]	43
4.5	Obecné problémy spojené se stanovením kritického momentu na mezi trhlin M_{cr}	45
4.5.1	Postup podle práce „Krüger/Mertzsch“ [22]	47
4.6	Stanovení průhybu od mechanického přetvoření dle ČSN EN 1992-1-1.....	47
4.6.1	Zatížení konstrukce na začátku jejího užívání	48
4.6.2	Přetížení a odtížení konstrukce v průběhu životnosti.....	49
4.7	Stanovení průhybu vlivem smršťování betonu (reologické přetvoření).....	50
4.7.1	Vliv smršťování na železobetonové prvky.....	50
4.7.2	Stanovení křivosti silovou metodou podle [26].....	51
4.7.3	Postup dle ČSN EN 1992-1-1 [4]	52
4.7.4	Smršťování železobetonových prvků v závislosti na způsobu a stupni vyztužení	52
5	VYBRANÉ PŘEDPOKLADY PRO ANALÝZU STROPNÍ KONSTRUKCE PANELOVÝCH OBJEKTŮ.....	54
5.1	Způsob získávání vstupních informací o panelových dílcích	54
5.2	Zatížení konstrukce	55
5.2.1	Přítěžování stávající stropní konstrukce.....	55
5.2.2	Kombinace podle starších předpisů	55
5.2.3	Kombinace zatížení dle ČSN EN 1990	56
5.3	Charakteristiky konstrukce pro výpočet	57
5.3.1	Ortotropie stropních panelů.....	57
5.3.2	Použité výpočtové modely.....	59
5.4	Spolupůsobení mezi stropními panely	60
5.4.1	Spolupůsobení stropních panelů v odborné literatuře.....	60
5.4.2	Varianty tvarování boku stropních panelů panelových soustav	61
6	PANELOVÁ SOUSTAVA PS61.....	62
6.1	Vybrané charakteristiky systému pro účel práce.....	62
6.1.1	Svislé nosné konstrukce.....	62
6.1.2	Příčkové nenosné zdivo a bytová jádra.....	62
6.1.3	Stávající skladba podlahy pro potřeby výpočtu.....	62
6.1.4	Popis stropní konstrukce	62
6.2	Modelový příklad přetížení samostatnou příčkou na panelu	72
6.2.1	Posouzení únosnosti	72
6.2.2	Stanovení průhybu	72
6.3	Modelový příklad nového jádra umístěného v dispozici.....	77

6.3.1	Dispoziční uspořádání vůči konstrukci	77
6.3.2	Posouzení únosnosti	78
6.3.3	Stanovení průhybu	79
6.4	Diskuze výsledků.....	86
7	PANELOVÁ SOUSTAVA PS69.....	88
7.1	Vybrané charakteristiky systému pro účel práce.....	88
7.1.1	Hlavní znaky jednotlivých hlavních variant ze statického hlediska	88
7.1.2	Svislé nosné konstrukce.....	88
7.1.3	Příčkové nenosné zdivo a bytová jádra.....	88
7.1.4	Stávající skladba podlahy pro potřeby výpočtu	89
7.1.5	Popis stropní konstrukce	89
7.1.6	Styk mezi stropními panely	89
7.2	Modelový příklad nového jádra umístěného v dispozici.....	93
7.2.1	Dispoziční uspořádání vůči konstrukci	93
7.2.2	Stanovení únosnosti.....	94
7.2.3	Výpočet průhybů.....	96
7.3	Diskuze výsledků.....	100
8	ZÁVĚR	102
9	LITERATURA.....	104

SEZNAM POUŽITÉ SYMBOLIKY ZNAČENÍ**Znaky řecké abecedy**

$\alpha, \alpha^I, \alpha^{II}, \alpha_{eff}^{II}$	hledané deformační veličiny
$\alpha_{1,2,3}$	součinitelé závislé na pevnosti betonu pro výpočet dotvarování
$\alpha_{ds1,2,3}$	součinitelé závislé na druhu cementu pro výpočet smršťování
α_E	poměr modulů pružnosti oceli a betonu – bez rozlišení
$\alpha_E(t, t_i)$	poměr modulů pružnosti oceli a betonu s vlivem součinitele dotvarování
$\alpha_{ct,pl}$	součinitel redukující pevnost v tahu prostého betonu
$\alpha_{cc,pl}$	součinitel redukující pevnost v tlaku prostého betonu
$\beta_{cc}(t)$	součinitel vyjadřující časový vývoj materiálových charakteristik betonu
$\beta_{as}(t)$	součinitel vyjadřující časový vývoj autogenního smršťování betonu
$\beta_{ds}(t, t_s)$	součinitel vyjadřující časový vývoj smršťování betonu vysycháním
$\beta_{c(t,t_0)}$	součinitel vyjadřující časový vývoj dotvarování betonu
$\beta_{(f_{cm})}$	součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na dotvarování
$\beta_{(t_0)}$	součinitel vystihující stáří betonu v době vnesení zatížení t_0 na dotvarování
β_{RH}	součinitel vyjadřující vliv vlhkosti prostředí na smršťování vysycháním
β_H	součinitel vyjadřující vliv vlhkosti okolního prostředí na časový průběh dotvarování betonu
β_t	součinitel zohledňující parabolický průběh poměrného přetvoření výztuže mezi trhlinami
β	součinitel zohledňující dobu trvání zatížení
β_σ	součinitel závislý na napětí v tažené výztuži
γ_G	dílčí součinitel stálého zatížení
γ_Q	dílčí součinitel proměnného zatížení
γ_c	dílčí materiálový součinitel betonu
γ_{bc}	součinitel podmínek působení pro zálivkový beton dle ČSN 73 1211
δ_{10}	neomezené poměrné přetvoření betonu v místě těžiště tažené výztuže
δ_{20}	neomezené poměrné přetvoření betonu v místě těžiště tlačené výztuže
δ_{11}	poměrné přetvoření v místě těžiště tažené výztuže vyvolané jednotkovou silou
δ_{22}	poměrné přetvoření v místě těžiště tlačené výztuže vyvolané jednotkovou silou
δ_{12}	poměrné přetvoření v místě těžiště tažené výztuže vyvolané jednotkovou silou
δ_{21}	poměrné přetvoření v místě těžiště tlačené výztuže vyvolané jednotkovou silou
$\varepsilon_x(z)$	funkce poměrného přetvoření prvku v závislosti na jeho výšce
$\varepsilon_{x,eff}(t, t_i, z)$	funkce poměrného přetvoření prvku v závislosti na jeho výšce včetně vlivu dotvarování
$\varepsilon_c(t)$	celkové přetvoření betonu v čase t – obecně
$\varepsilon_c(t, t_i)$	celkové přetvoření betonu v čase t od zatížení aplikovaného v okamžiku t_i
$\varepsilon_c^e(t_0)$	okamžité pružné přetvoření ve stáří betonu t
$\varepsilon_c^{ne}(t_0)$	okamžité nelineární přetvoření ve stáří betonu t

$\varepsilon_c^e(t, t_0)$	zpožděné pružné přetvoření ve stáří betonu t
$\varepsilon_c^{ne}(t, t_0)$	zpožděné nelineární přetvoření ve stáří betonu t
$\varepsilon_c^d(t, t_0)$	zpožděné nelineární přetvoření realizující se v krátkém časovém intervalu od zatížení
$\varepsilon_c^{nm}(t)$	poměrná přetvoření prvku od všech nemechanických zatížení
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	celkové autogenní smrštění betonu
$\varepsilon_{ca}(t)$	autogenní smrštění betonu ve stáří t
$\varepsilon_{cd,0}$	jmenovitá hodnota smršťování betonu vysycháním
$\varepsilon_{cd}(\infty)$	celkové smrštění betonu vysycháním
$\varepsilon_{cd}(t)$	smrštění betonu vysycháním ve stáří t
$\varepsilon_{cs}(t)$	celkové smršťování ve stáří betonu t
ε_{c1}	poměrné přetvoření krajních tažených vláken železobetonového průřezu, nesouvisí s hodnotami v tabulce 3.1
ε_{c2}	poměrné přetvoření krajních tlačných vláken železobetonového průřezu, nesouvisí s hodnotami v tabulce 3.1
$\Delta\varepsilon_{sr}$	rozdíl poměrného přetvoření výztuže v místě trhliny a mezi trhlinami
$\Delta\varepsilon_s$	rozdíl poměrného přetvoření výztuže v místě trhliny a mezi trhlinami zohledňující délku působení zatížení
$\varepsilon_s^I, \varepsilon_{s1}^I$	poměrné přetvoření tažené výztuže pro průřez bez trhliny
ε_{s2}^I	poměrné přetvoření tlačné výztuže pro průřez bez trhliny
$\varepsilon_s^{II}, \varepsilon_{s1}^{II}$	poměrné přetvoření tažené výztuže pro průřez s trhlinou
ε_{s2}^{II}	poměrné přetvoření tlačné výztuže pro průřez s trhlinou
ε_{sr}^I	poměrné přetvoření tažené výztuže v okamžiku těsně před vznikem trhliny
ε_{sr}^{II}	poměrné přetvoření tažené výztuže v okamžiku těsně po vzniku trhliny
ε_{sm}	průměrné poměrné přetvoření tažené výztuže
ε_{cm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami
ζ	součinitel tahového zpevnění dle ČSN EN 1992-1-1 – bez rozlišení
ζ_n	součinitel tahového zpevnění dle ČSN EN 1992-1-1 v závislosti na charakteristické kombinaci zatížení „n“ v posuzovaném okamžiku
ζ_σ	součinitel tahového zpevnění dle Krüger/Mertzsch
$\kappa_x = \frac{1}{r}(x)$	funkce křivosti po délce posuzovaného prvku
$\kappa_{x,eff}(t, t_i)$	funkce křivosti po délce posuzovaného prvku ve stáří betonu t se započtením vlivu dotvarování
$\kappa^I(t, t_i)$	křivost pro průřez bez trhliny ve stáří betonu t se započtením vlivu dotvarování
$\kappa^{II}(t, t_i)$	křivost pro průřez s plně rozvinutou trhlinou ve stáří betonu t se započtením vlivu dotvarování
$\kappa(t, t_i, \zeta_n)$	křivost ve stáří betonu t v závislosti na součiniteli ζ_n
$\kappa_{cs}(t)$	křivost vlivem smršťování ve stáří betonu t
ρ	požadovaný stupeň vyztužení tahovou výztuží ve středu rozpětí (u konzoly ve vetknutí) na ohybový moment vyvozený návrhovým zatížením
ρ'	požadovaný stupeň vyztužení tlakovou výztuží ve středu rozpětí (u konzoly ve vetknutí) na moment vyvozený návrhovým zatížením; ohybový
ρ_0	referenční stupeň vyztužení
ρ_{s1}	skutečný stupeň vyztužení tahovou výztuží

ρ_{s2}	skutečný stupeň vyztužení tlakovou výztuží
$\sigma_0, \sigma_1, \sigma_i$	napětí aplikované v okamžiku $0, 1, i$
$ \sigma_c $	absolutní hodnota napětí v krajních vláknech betonového průřezu
σ_{c1}	napětí v tažených vláknech železobetonového průřezu
σ_{c2}	napětí v tlačných vláknech železobetonového průřezu
$\sigma_s^I, \sigma_{s1}^I$	napětí v ocelové tažené výztuži pro průřez bez trhlin
$\sigma_s^{II}, \sigma_{s1}^{II}$	napětí v ocelové tažené výztuži pro průřez s plně rozvinutou trhlinou
σ_{sr}^I	napětí v tažené výztuži v okamžiku těsně před vznikem trhliny
σ_{sr}^{II}	napětí v tažené výztuži v okamžiku těsně po vzniku trhliny
σ_{cr}	kritické napětí v betonu na mezi vzniku trhlin
$\sigma_x(z)$	funkce rozdělení napětí v průřezu závislá na jeho výšce
σ_c	napětí v posuzované části betonového průřezu
$\sigma_c(t)$	napětí v posuzované části betonového průřezu v závislosti na čase t
φ_0	základní součinitel dotvarování
φ_{RH}	součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování
$\varphi(t, t_i)$	součinitel dotvarování v uvažovaném v časovém okamžiku stáří betonu t pro zatížení aplikované v okamžiku t_i
$\varphi_{nl}(t, t_i)$	nelineární součinitel dotvarování v uvažovaném v časovém okamžiku stáří betonu t – přibližná hodnota pro zatížení aplikované v okamžiku t_i
$\varphi(x)$	pootočení průřezu
$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$	součinitel vyjadřující současnost zatížení
ϑ	součinitel zohledňující soudržnost výztuže s betonem

Znaky latinské abecedy

A	obecná plocha průřezu
$A_{s,prov}$	skutečně navržená plocha ocelové výztuže
$A_{s,req}$	staticky nutná plocha výztuže
A_c	plocha betonového průřezu
A_i	plocha ideálního průřezu s výztuží
A_{sj}	plocha j -té vrstvy výztuže
a_{gc}	poloha těžiště betonového průřezu od tlačných vláken
$a_{gi}(t, t_i)$	poloha těžiště ideálního průřezu od tlačných vláken včetně vlivu dotvarování
b	šířka průřezu
C_{gc}	poloha těžiště betonového průřezu
C_{gi}	poloha těžiště ideálního průřezu
$C^I(t, t_i)$	poddajnost železobetonového průřezu bez trhliny ve stáří betonu t včetně vlivu dotvarování
$C^{II}(t, t_i)$	poddajnost železobetonového průřezu s plně rozvinutou ve stáří betonu t včetně vlivu dotvarování

$C(t, t_i, \zeta_n)$	poddajnost železobetonového průřezu ve stáří betonu t v závislosti na součiniteli zpevnění ζ_n včetně vlivu dotvarování
dx	elementární úsek sledovaného prvku
d	účinná výška železobetonového průřezu
d_1	vzdálenost těžiště tažené výztuže od tažených vláken
d_2	vzdálenost těžiště tlačené výztuže od tlačných vláken
d_j	poloha těžiště j -té vrstvy výztuže od tlačných vláken
D_{11}	ohybová tuhost v hlavním směru
D_{22}	ohybová tuhost v příčném směru
$D_{12} = D_{21}$	kontrakční tuhost
D_{33}	torzní tuhost
D_3	smíšená tuhost
e	excentricita, na níž působí normálová síla N
E	modul pružnosti obecně
E_{cm}	okamžitá střední hodnota modulu pružnosti betonu ve stáří 28 dní
$E_{cm}(t)$	okamžitá střední hodnota modulu pružnosti betonu ve stáří t
$E_{c,eff}(t, t_i)$	střední hodnota modulu pružnosti betonu včetně vlivu dotvarování
$EI(t, t_i, \zeta_n)$	tuhost železobetonového průřezu ve stáří betonu t v závislosti na součiniteli zpevnění ζ_n včetně vlivu dotvarování
E_s	modul pružnosti výztuže (pro betonářskou ocel 200 GPa)
f_c	pevnost betonu v tlaku obecně
f_{ck}	charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ck}(t)$	charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku ve stáří t
f_{cm}	charakteristická hodnota střední pevnosti v tlaku betonu ve stáří 28 dní
$f_{cm}(t)$	charakteristická hodnota střední pevnosti v tlaku betonu ve stáří t
f_{ctm}	charakteristická hodnota střední pevnosti v tahu betonu ve stáří 28 dní
$f_{ctm}(t)$	charakteristická hodnota střední pevnosti v tahu betonu ve stáří t
$f_{ctk,0.05}$	charakteristická hodnota dolního kvantilu pevnosti v tahu betonu ve stáří 28 d
$f_{ctk,0.95}$	charakteristická hodnota horního kvantilu pevnosti v tahu betonu ve stáří 28 d
$f_{ctm,fl}$	charakteristická hodnota pevnosti v tahu za ohybu betonu ve stáří betonu 28 d
$f_{ct,eff}$	efektivní pevnost betonu v tahu
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže
F_{cc}	síla přenášená tlačnou částí betonu
F_{s1}	síla přenášená taženou výztuží
F_{s2}	síla přenášená tlačnou výztuží
$G_{k,j}$	stálé zatížení
h	výška průřezu
h_0	jmenovitý rozměr průřezu
I_y	obecný moment setrvačnosti ve svislém směru

I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu
I_i	moment setrvačnosti ideálního průřezu s výztuží – bez rozlišení
$I_{i,st}$	moment setrvačnosti ideálního průřezu s výztuží – krátkodobé zatížení
$I_{i,lt}$	moment setrvačnosti ideálního průřezu s výztuží – dlouhodobé zatížení,
obecně	
$I_{(t,t_i)}^I$	moment setrvačnosti ideálního průřezu s výztuží – dlouhodobé zatížení pro časový úsek (t, t_i)
I_{ir}	moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou – bez rozlišení
$I_{ir,st}$	moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou – krátkodobé zatížení
$I_{ir,lt}$	moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou – dlouhodobé zatížení, obecně
$I_{(t,t_i)}^{II}$	moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou – dlouhodobé zatížení pro časový úsek (t, t_i)
$I_{eff}^{II}(t,t_i)$	upravený moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou – dlouhodobé zatížení pro časový úsek (t, t_i)
k	koeficient vyjadřující statický systém a způsob zatížení
K	součinitel vystihující statický systém stropní konstrukce
k_h	součinitel závislý na jmenovitém rozměru průřezu h_0
L	teoretické rozpětí
M_y	ohybový moment působící od svislého mechanického zatížení – obecně
M_{cr}	kritický moment na mezi vzniku trhliny – bez rozlišení
$M_{cr,st}$	kritický moment na mezi vzniku trhliny – krátkodobé charakteristiky průřezu
$M_{cr,(t,t_i)}$	kritický moment na mezi vzniku trhliny – dlouhodobé charakteristiky průřezu včetně vlivu součinitele dotvarování
M_{Ek}	ohybový moment charakteristické kombinace
M_{gk}	ohybový moment kvazistálé kombinace
M_{f1}	ohybový moment od příčkového zatížení, popř. jiného dodatečného zatížení
M_{Ed}	návrhový moment dle ČSN EN 1990
$M_{Ed(red)}$	návrhový moment dle ČSN EN 1990 s redukováným součinitelem vlastní tíhy panelu
M_{Rd}	moment únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1
M_u	moment únosnosti dle ČSN 73 1201
M_m	moment únosnosti dle ČSN 73 2001/56
N	mechanická normálová síla
N_r	kritická normálová síla na mezi vzniku trhlin
$Q_{k,i}$	proměnné zatížení
$Q_{dow,u,i}$	únosnost podélného styku mezi stropními panely ČSN 73 1201
RH	relativní vlhkost okolního prostředí
R_{bfd}	pevnost v dostředném tlaku zálivkového betonu dle ČSN 73 1201
$R_{bf td}$	pevnost v dostředném tahu zálivkového betonu dle ČSN 73 1201

$S_{s,i}$	statický moment výztuže průřezu bez trhliny při zohlednění dotvarování
S_{ir}	statický moment výztuže průřezu s trhlinou při zohlednění dotvarování
s_r	vzdálenost trhlin
t	stáří betonu v posuzovaném okamžiku
t_s	doba ošetřování betonu
t_0	upravená doba vnesení napětí do železobetonového prvku
$t_{0,T}$	skutečná doba vnesení napětí do železobetonového prvku
u	obvod průřezu vystavený vysychání
u_{fin}	konečný průhyb
Δu	rozdíl průhybů dvou sledovaných okamžiků
$u_{gk}(t, t_i, \zeta_n)$	průhyb železobetonového nosníku v čase t od kvazistálé kombinace primárního zatížení aplikovaného v okamžiku t_i
$u_{gk+f1}(t, t_i, \zeta_n)$	průhyb železobetonového nosníku v čase t od kvazistálé kombinace primárního a sekundárního zatížení aplikovaného v okamžiku t_i
$V_{Rd,u,i}$	únosnost podélného styku mezi stropními panely - adaptace ČSN EN 1992-1-1
$w(x)$	funkce průhybu
x_r	tlačená výška průřezu s plně rozvinutou trhlinou bez rozlišení
$x_r(t, t_i)$	tlačená výška průřezu s plně rozvinutou trhlinou
X_1	jednotková síla v místě tažené výztuže
X_2	jednotková síla v místě tlačené výztuže
z	výšková souřadnice průřezu
z_{s1}	vzdálenost tažené výztuže od těžiště průřezu
z_{s2}	vzdálenost tlačené výztuže od těžiště průřezu
S, N, R	třídy cementu podle rychlosti tuhnutí

V textu dále je počítána další indexace symbolů, která se ale primárně vztahuje k symbolům zde uvedeným a jejich význam nijak nepozměňuje. Jedná se především o rozlišení veličin pro různé kombinace zatížení a různé doby vnesení napětí.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1: Příklady poškození zděných příček nadměrným průhybem podpůrné stropní konstrukce [26].....	18
Obr. 2.2: Příklad havárie příčky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu Nepomucká 175/4, Plzeň – 03/2014	21
Obr. 2.3: Příklad havárie příčky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu Nepomucká 175/4, Plzeň – 03/2014	21
Obr. 2.4: Příklad havárie příčky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu Nepomucká 175/4, Plzeň – 01/2021	22
Obr. 3.1: Pracovní diagram betonu [4]	25
Obr. 3.2: Centrický tah – vztah mezi udržovaným napětím a časem do selhání prvku [45]...	26
Obr. 3.3: Excentrický tah – vztah mezi udržovaným napětím a časem do kolapsu prvku [45]	26
Obr. 3.4: Autogenní smršťování a smršťování vysycháním, $k_h = 0,81$, $t_s = 14$ dní, RH 50% .	28
Obr. 3.5: Závislost přetvoření vyvozeného dotvarováním na velikosti napětí [12].....	29
Obr. 3.6: Superpozice dotvarování [47].....	30
Obr. 3.7: Vliv propařování na míru dotvarování [47]	32
Obr. 4.1: Křivost prutu	36
Obr. 4.2: Názorné zobrazení poklesu tuhosti nosníku vlivem oslabením trhlinami a průměrná tuhost na vybraném příkladu prostého nosníku	37
Obr. 4.3: průřez bez oslabení trhlinami pro obdélníkový průřez [13].....	38
Obr. 4.4: Průřez oslabený s plně rozvinutou trhlinou [13]	40
Obr. 4.5: Popis výpočetního modelu průřezu bez trhliny	40
Obr. 4.6: Popis výpočetního modelu průřezu s trhlinou	41
Obr. 4.7: Fáze vzniku, rozvoje a rozevírání trhlin [17].....	42
Obr. 4.8: Poměrné přetvoření tažené výztuže a spolupůsobícího betonu oslabeného trhlinami [17]	43
Obr. 4.9: pracovní diagram železobetonového prvku	44
Obr. 4.10: Průhyb desky tl. 150 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,27\%$, $\rho_{s2} = 0$	46
Obr. 4.11: Průhyb desky tl. 200 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,50\%$, $\rho_{s2} = 0$	46
Obr. 4.12: Průhyb průvlaku (b . h) 400x600 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,71\%$, $\rho_{s2} = 0$	47
Obr. 4.13 Vývojový diagram výpočtu průhybu	48
Obr. 4.14: Vývoj průhybu železobetonového panelu přitíženého v okamžiku t_1	50
Obr. 4.15: Průběh vlhkosti a smršťování po výšce příčného řezu [17].....	50
Obr. 4.16: příklad vlivu smršťování v závislosti na tažené výztuži, $h = 200$ mm.....	53

Obr. 4.17: příklad vlivu smršťování v závislosti na tlačené výztuži, $h = 650$ mm, $\rho_{s1} = 0,0025$	53
Obr. 4.18: příklad vlivu smršťování v závislosti na výšce průřezu, $\rho_{s1} = 0,0025$, $\rho_{s2} = 0$	53
Obr. 5.1: Vyhledávač kovových výztuží v betonu TC-110 (www.proinex.cz).....	54
Obr. 5.2: Tvary bočních stykových ploch mezi stropními panely [48].....	61
Obr. 6.1: Příklad výkresu skladby stropních panelů typického podlaží krajní sekce (Krejčíkova, Plzeň).....	63
Obr. 6.2: Příklad řezu dutinového stropního panelu v místě lodžie	64
Obr. 6.3: Žebrování prutu $\varnothing 10$ s orientační zkouškou karbonatace (Krejčíkova, Plzeň)	65
Obr.6.4: Žebrování prutu $\varnothing 10$ s orientační zkouškou karbonatace (Ke Špitálskému lesu, Plzeň)	65
Obr. 6.5: Žebrování výztuže 10 400 dle ČSN ISO 13822 [8]	66
Obr. 6.6: Profilování výztuže 10 492 a 10 302 dle ČSN ISO 13822 [8].....	66
Obr. 6.7: Profilování nosného prutu $\varnothing 14$ instalačního panelu (Ke Špitálskému lesu, Plzeň)	66
Obr.6.8: Obnažení prutu rozdělovací výztuže(Ke Špitálskému lesu, Plzeň)	67
Obr. 6.9: Instalační panel šířky 1,80 m – tvar, skladba, trhliny.....	69
Obr. 6.10 Pohled na instalační panel šířky 1,80 m po vybourání příčky	70
Obr. 6.11: Pohled trhliny v okolí otvoru po vybourání příčky.....	70
Obr. 6.12: Trhlina vycházející z rohu otvoru instalačního panelu.....	71
Obr. 6.13: Trhlina vycházející z otvoru instalačního panelu.....	71
Obr. 6.14: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [ORTO EC2, $\zeta 1x$].....	74
Obr. 6.15: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [ORTO EC2, $\zeta 2x$].....	74
Obr. 6.16: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [SCIA EC2]	75
Obr. 6.17: Interakčně stanovené tuhosti D_{11} (MPa.m ⁴) pomocí SCIA Engineer dle EC2 –....	75
Obr. 6.18: Dispoziční uspořádání vůči panelům	77
Obr. 6.19: Posouzení MSÚ – zatěžovací varianta 1	78
Obr. 6.20: Posouzení MSÚ – zatěžovací varianta 2	78
Obr. 6.21: Stávající stav – napětí při horním a spodním povrchu včetně vývoje trhlin, nelineární výpočet ATENA.....	80
Obr. 6.22: Varianta 2 – napětí při horním a spodním povrchu včetně vývoje trhlin, nelineární výpočet ATENA.....	80

Obr. 6.23: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [ORTO EC2, $\zeta 1x$]	83
Obr. 6.24: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [ORTO EC2, $\zeta 2x$]	84
Obr. 6.25: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [SCIA EN].....	84
Obr. 7.1 Rozměry betonových hmoždinek [53].....	89
Obr. 7.2: Styčné plochy mezi stropními panely PS69/2 [54]	90
Obr. 7.3: Nelineární model styku (MSÚ), maximální hlavní napětí a rozvoj trhlin, $V_{Ed,u} = 3,5$ kN / hmoždinku	91
Obr. 7.4: Nelineární model styku (MSÚ), minimální hlavní napětí a trajektorie, $V_{Ed,u} = 3,5$ kN / hmoždinku	91
Obr. 7.5: Nelineární model styku (MSÚ), maximální hlavní napětí a rozvoj trhlin, $V_{Ed,u} = 10,0$ kN / hmoždinku	92
Obr. 7.6: Uspořádání bytového jádra a uvažované vyztužení panelů	93
Obr. 7.7: Smyková síla přenášená stykem ve směru rozpětí.....	94
Obr. 7.8: Průběh ohybových návrhových momentů pro různé metody výpočtu	95
Obr. 7.9: Využití panelu v ohybu pro různé metody výpočtu.....	95
Obr. 7.10: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [ORTO EC2, $\zeta 1x$].....	99
Obr. 7.11: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [ORTO EC2, $\zeta 2x$].....	99
Obr. 7.12: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [SCIA EN]	100
Obr. 7.13: Rozdíl v přenášení zatížení pouze do sousedních stropních panelů a do celé stropní desky [48]	101

SEZNAM TABULEK

Tab. 2.1: Nejmenší přípustné tloušťky stropních desek dle ČSN 73 2001 [52]	19
Tab. 3.1: Pevnostní a deformační charakteristiky jednotlivých pevnostních tříd betonu [4]...	24
Tab. 3.2: Mezní napětí a moduly pružnosti ohýbaných konstrukcí dle ČSN 73 2001/56 [52]	32
Tab. 3.3: Charakteristiky betonu značek 60 až 600 [9]	33
Tab. 3.4: Charakteristiky betonu značek 01 až VI [9]	33
Tab. 5.1: Stupně bezpečnosti pro konstrukce namáhané prostým ohybem [52] dle ČSN 73 2001/56	55
Tab. 6.1: Informativní popis zkoumaných typů stropních panelů	68
Tab. 6.2: Tuhosti ortotropního panelu (S6) zatíženého příčkou	73
Tab. 6.3: Tuhosti ortotropního panelu (S5) zatíženého příčkou	74
Tab. 6.4: Výpočet napětí v tlačené zóně betonu a ve výztuži	79
Tab. 6.5: Tuhosti ortotropního panelu (S6)	81
Tab. 6.6: Tuhosti ortotropního (instalačního) panelu (S9)	82
Tab. 6.7: Tuhosti ortotropního panelu (S10)	83
Tab. 6.8: Změna průhybu panelů	85
Tab. 6.9: Konečný průhyb panelů	85
Tab. 7.1: Tuhosti ortotropních panelů navazujících na instalační (PS69/2), panely kloubově propojeny	96
Tab. 7.2: Tuhosti ortotropního instalačního panelu (PS69/2), panely kloubově propojeny	97
Tab. 7.3: Tuhosti ortotropních panelů navazujících na instalační (PS69/2), samostatné	98
Tab. 7.4: Tuhosti ortotropního instalačního panelu (PS69/2), samostatné	98

1 ÚVOD

1.1 Cíle disertační práce

Základním cílem práce je analýza stavebně mechanického chování vybraných stropních deskových železobetonových konstrukcí používaných u panelových soustav. Výsledkem by mělo být doporučení pro provádění stavebních úprav, které ovlivňují především stropní konstrukce. Uvažování většiny působících fyzikálních vlivů jako změn zatížení, stáří, dotvarování a smršťování betonu přinese komplexní pohled na danou problematiku.

Jelikož neexistuje oficiální databáze konstrukčních prvků a jejich zhodnocení, mají témata práce velký význam pro praxi, zejména pro úpravy panelových objektů a jejich další využití.

Budeme-li konkretizovat praktické výsledky očekávané od práce, jedná se zejména o analýzu a hodnocení konstrukcí stropů u konstrukčních soustav z hlediska mezního stavu únosnosti v ohybu a ve smyku a u mezního stavu použitelnosti v průhybu.

a/ stropní panely soustavy PS61

b/ stropní panely soustavy PS69

1.2 Současný stav poznání

V oblasti výpočtu deformací železobetonových konstrukcí se obecně jedná o nelineární problém, neboť tuhost posuzované konstrukce je vždy závislá na způsobu a intenzitě jejího zatížení a materiálových charakteristikách. V historii železobetonových konstrukcí bylo provedeno nesčetně experimentů, kde bylo sledováno dlouhodobé chování železobetonových prvků pod zatížením, na jejichž základě byly vyvíjeny různé výpočetní metody, které se snaží toto chování objektivně určit. Při provádění nelineárních výpočtů tvoří však materiálové charakteristiky důležité vstupní údaje, které záleží na mnoha okolnostech jako skutečném složení betonové směsi, kvalitě ukládání betonu do bednění, ošetřování tuhnoucího a tvrdnoucího betonu, podmínkách okolního prostředí a dále pak na zcela náhodných parametrech závislých na rozmístění jednotlivých složek čerstvého betonu v objemu posuzované konstrukce, neboť deformace je vysoce závislá na mezi vzniku trhlin a spolupůsobení taženého betonu s výztuží mezi trhlínami. Při různých variacích všech těchto okolností však lze získat zcela odlišné hodnoty, z čehož je zřejmé, že skutečné hodnoty pro výpočet určit nelze a je nutno tedy vycházet ze středních hodnot.

Moderní normy pro posuzování železobetonových konstrukcí sice obsahují komplexní metody pro stanovení deformací, popř. zjednodušené metody pro ověření použitelnosti konstrukce bez přímého výpočtu průhybu, avšak ne vždy jsou zcela vhodně nebo úplně popsány okrajové podmínky. V současnosti je v České republice pro navrhování železobetonových konstrukcí platná evropská norma ČSN EN 1992-1-1 [4], která stanovuje rovněž základní vztahy pro posuzování mezního stavu použitelnosti. Text normy k dané problematice je ale velmi stručný, v některých bodech může být zavádějící, především pak neudává jednotný postup stanovení průhybu konstrukce a jasně definované vstupy. Postup je však uveden v řadě publikací s různými drobnými odlišnostmi v celkovém řešení, ale ve většině případů není řešen např. problém kritického napětí na mezi trhlin. Rovněž normou definována pevnost v tahu za ohybu, kdy je střední pevnost v tahu upravena výškovým faktorem, je při stanovení vzniku trhlin sporná. V současnosti je připravována rozsáhlá revize této normy, jejíž vydání jako 2. edice

se předpokládá v letech 2021 – 2022. Podle prvotních informací by změny z hlediska přímého výpočtu průhybů neměly být zásadní, bude se jednat o doplnění stávajícího textu.

Jak již napovídá odstavec 1.1, bude významná část práce věnována aplikaci získaných poznatků o mezním stavu použitelnosti na vybrané panelové systémy v západních Čechách. Tyto systémy byly obecně vyvíjeny ve výzkumných ústavech, k čemuž se vázala i řada provedených zkoušek, z nichž některé byly publikovány v odborných časopisech té doby a vedly k postupným úpravám především nosných konstrukcí. S postupem výstavby v čase lze sledovat i značné změny ve stropních konstrukcích, jejichž tuhost s postupem poznání byla v návrzích postupně navyšována právě pro omezení průhybu. Tyto objekty byly sice posuzovány z hlediska norem platných v době návrhu, avšak při potřebě provádění staveních úprav v těchto stavbách se musí obecně vycházet z dnes platných předpisů. Musíme mít však na paměti, že jedním z hlavních faktorů při masové výstavbě byly co nejnižší náklady, tedy co nejvyšší využití materiálu a nelze tudíž jednoznačně prohlásit, že jakákoliv úprava je možná. Bohužel po roce 1989 byla většina dokumentace ztracena, a to především armovací výkresy, které jsou nezbytné jako vstupy pro další výpočty. Odbornou veřejností je však těmto objektům věnováno velice málo prostoru, ačkoliv dané budovy tvoří stále značnou část bytového fondu v České republice a potřeba jejich úprav je neoddiskutovatelná.

1.3 Nutnost úprav dispozičního řešení v panelových objektech

Ačkoliv příčné nosné systémy panelových soustav používaných v západních Čechách jasně definují základní prostorové uspořádání bytových jednotek, které lze upravovat jen minimálně, pociťuje odborná praxe stále silnější poptávku po změnách dělicích konstrukcí nenosného charakteru. Pokud se zaměříme na hygienická zařízení těchto bytů, která byla osazována jako hotové prefabrikáty v podobě bytových jader, spatřujeme dva největší důvody těchto úprav. Prvním důvodem je nevhodný materiál použitý na tato bytová jádra, kdy se velice často setkáváme s kostrou opláštěnou umakartem. Předností tohoto systému je velice nízká hmotnost, na druhou stranu má však celou řadu prakticky neřešitelných nedostatků, mezi které patří především nulový akustický útlum, nemožnost vedení připojovacích potrubí apod. Umakartová jádra nelze rovněž nově obložit keramickými obklady, což je degraduje pro další renovace bytů a použití moderních zařizovacích předmětů. Druhým závažným důvodem je pak nevhodné uspořádání hygienických zařízení, kdy tato byla v některých případech řešena jako průchozí z předsíně na WC přes koupelnu do kuchyně.

Z hlediska odborné praxe však nelze kategoricky stanovit, že stropní konstrukce nesmí být nijak přitíženy oproti původnímu řešení, neboť by se tyto byty staly s postupující dobou a rostoucími nároky na kvalitu bydlení prakticky nepoužitelnými. Z pohledu nosnosti stropních konstrukcí změny určitě provádět lze, ale musí být zvoleny především vhodné materiály a prostorové rozmístění nových příček. V některých typech objektů pak byla užívána jádra betonová s vlastní podlahou a stropem, která samozřejmě poskytují vyšší standard, avšak možnost jejich úpravy je velice omezená. Výhodou je pouze vyšší stávající zatížení stropní konstrukce a s tím spojená vyšší variabilita nových řešení.

Při posuzování stropních konstrukcí těchto objektů, které byly navrhovány dle předpisů platných v dané době, lze dnes přistupovat pouze z hlediska dnes platných norem, tj. eurokódů při mezním stavu únosnosti i při mezním stavu použitelnosti. Dále je třeba si uvědomit, že i při

splnění všech normových požadavků kladených na stropní konstrukce dochází skrze stavební úpravy ke změnám napjatosti, která může nepříznivě ovlivnit skutečný průhyb, popř. rozdíly v průhybech, které se mohou projevit v bytě pod posuzovanou jednotkou. Ačkoliv to na první pohled není patrné, změny napjatosti mohou vzniknout i po vybourání stávajících betonových příček, které často nejsou od horního stropu dilatovány a tím zkracují volné rozpětí stropní konstrukce nad posuzovanou jednotkou.

1.4 Průzkumy provedené o objektech

- **panelové soustavy PS61**
 - Nepomucká 4, Plzeň
 - Ke Špitálskému lesu 8, Plzeň
 - náměstí Generála Píky 35, Plzeň
 - Krejčíkova 5, Plzeň

- **panelové soustavy PS69**
 - Lábkova 19, Plzeň
 - Karla Steinera 26, Plzeň
 - Jana Zíky 1733, Tachov
 - Tachovská 63, Plzeň

2 VÝZNAM VÝPOČTU PRŮHYBU STROPNÍCH KONSTRUKCÍ

2.1 Obecné problémy při nadměrných průhybech

2.1.1 Hlavní projevy nadměrného průhybu stropních konstrukcí

Průhyby stropních konstrukcí je nutno obecně omezit tak, aby negativně neovlivňovaly užívání konstrukce, její stabilitu i únosnost. Mezi hlavní problémy spojené s nadměrným průhybem, pomíneme-li mezní stav únosnosti a stabilitu, patří zejména:

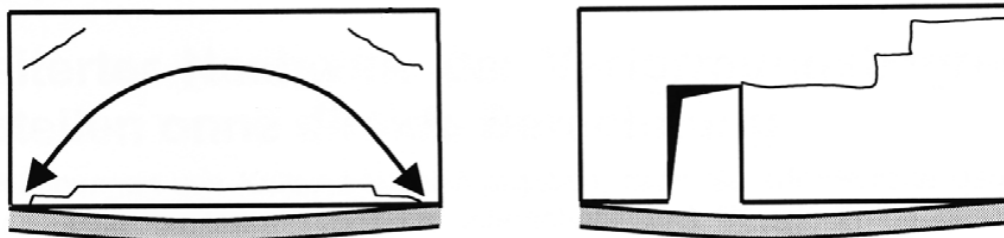
- **Psychická pohoda člověka**, kterému se nadměrně prohýbající strop bude zdát nebezpečný obzvláště při malých světlých výškách pobytového prostoru, i když únosnost samotné konstrukce nebude nijak narušena.
- **Omezení provozu**, na který je stavba navržena. Tato práce sleduje především objekty bytové výstavby a občanské vybavenosti, kde jsou limity ověřeny všeobecnou stavební praxí. Průmyslové objekty mají často jiné požadavky, ty ale musí být určeny investorem, popř. technologem strojního zařízení.
- **křehkost doplňkových zabudovaných konstrukcí**, které nemají nosný charakter, stropem jsou jen podporovány a při nadměrném průhybu by došlo k jejich poškození. To má většinou jen nežádoucí estetický charakter, může však dojít k omezení možnosti užívání, popř. k úplnému zničení doplňkových konstrukcí.
- **Nadměrné kmitání** konstrukce může být jedním z projevů nedostatečné tuhosti konstrukce a tím spojené nízké vlastní frekvence.
- **Nežádoucí účinky v uložení**, kdy vlivem nadměrného průhybu dochází k vysokému pootočení především v krajních podporách, kde při vnitřním lící následně vznikají koncentrovaná napětí. To může vést k lokálním poruchám jako praskání a odstřelování zdiva na vnitřní straně. Nepříjemným důsledkem jsou také nadměrné excentricity v uložení, jejichž následkem se může vytvořit vodorovná rozevírající se spára na vnějším lící zdiva, čímž je zásadně ovlivněna únosnost z hlediska stability.

2.1.2 Nejčastější poruchy vlivem průhybu stropní konstrukce

U pozemních staveb neprůmyslového charakteru vykazují největší citlivost vůči nadměrnému průhybu stropu zabudované konstrukce, které na něm spočívají. Jedná se především o příčky, které jsou nejčastěji prováděny z nevyztuženého zdiva od tlouštěk 75 mm. Nejpoužívanějšími materiály v podobě tvárnic jsou pórobeton, keramický stěp a vápenopísek. Dále se často využívá suché výstavby, kde nejznámějším zástupcem jsou sádrokartonové konstrukce. Příčky vybudované pomocí uvedených technologií jsou ale všeobecně velmi křehké a při nadměrném průhybu dochází zpravidla k jejich poškození trhlinami. Oprava často nemusí být trvalá, jelikož může docházet k pravidelným výkyvům v průhybu, které trhliny rozevírají a opětovně svírají. Vznikem trhlin se totiž aktivuje sekundární mechanismus roznášející vlastní tíhu příčky. Trhliny mají následně negativní dopad na estetiku, akustický útlum mezi prostory, které odděluje. Pokud má příčka požárně dělicí funkci, tj. musí po předepsanou dobu zůstat celistvá, aniž by propouštěla dým, nadměrné tepelné sálání apod., je vznik širokých trhlin vysoce nežádoucí.

Pokud je zděná příčka osazená na nadměrně se prohýbající stropní konstrukci oslabena otvorem pro průchod, objevuje se první trhlina v rohu tohoto otvoru. Směr trhlin pak často

záleží na umístění otvoru a vazbě zdiva. Nejdéle bude zvyšujícímu se průhybu vzdorovat příčka, která není nijak oslabena otvorem – dveřmi. S rostoucím průhybem stropu, který příčku podporuje, se aktivuje klenbový efekt v příčce, který je však doprovázen šikmými smykovými trhlinami počínajícími poblíž horních rohů. Ke klenbovému efektu může docházet, i pokud bude otvor umístěn ve středu rozpětí.



Obr. 2.1: Příklady poškození zděných příček nadměrným průhybem podpůrné stropní konstrukce [26]

Nejčastějším případem jsou však příčky, které jsou pouze na části rozpětí, mění směr a při tom rozmístění otvorů je nahodilé. Mechanismus poškození je pak zcela individuální.

Zabudované konstrukce jsou také velmi citlivé na průhyby stropní konstrukce nad nimi, od něhož by správně měly být odděleny dilatační vrstvou, která absorbuje rozdíly v průhybu konstrukce. V praxi se ale setkáváme s případy, kdy tato dilatace provedena nebyla, nebo je příliš tenká. Nejhorší následky jsou pak u konstrukcí z materiálů, které mají poměrně vysoký modul pružnosti a zároveň jsou křehké a velice štíhlé. Pokud se totiž o ně opře stropní konstrukce nad nimi, může dojít až k jejich destrukci.

2.2 Stanovení omezení průhybu

2.2.1 Dle ČSN EN 1992-1-1 [4]

Dle ustanovení této normy se pro konstrukce pozemních staveb občanské výstavby považuje za vyhovující, pokud celkový vypočtený průhyb nosníku, desky nebo konzoly při kvazi-stálém zatížení nepřekročí hodnotu $1/250$ rozpětí. Průhyb se vypočítá pro veškeré zatížení konstrukce včetně vlastní tíhy při zohlednění dotvarování a smršťování betonu.

Pokud jsou na stropní konstrukci umístěny příčky, popřípadě jiné konstrukce, které vykazují vysokou citlivost vůči deformaci podkladu, je toto kritérium nedostatečné. V tomto případě je normou vyžadováno sledovat druhé kritérium, které stanoví maximální průhyb $1/500$ rozpětí po zabudování prvku neseného stropní konstrukcí. I v tomto kritériu musí být opět zohledněno dotvarování a smršťování betonu, ke kterému dojde od okamžiku zabudování. V závislosti na citlivosti porušení přilehlých částí lze uvažovat i jiná omezení, ta by však měla vycházet právě z požadavků na tyto konstrukce a měla být součástí smlouvy se stavebníkem.

Německá norma DIN 1045 [23] k EN doplňuje, že kritérium $1/500$ rozpětí platí pouze pro zděné příčky a křehké obklady příček. Pro příčky, které nejsou náchylné ke křehkému porušení lze kritérium snížit na $1/350$ rozpětí.

Je také nutno podotknout, že z minulosti jsou empiricky stanoveny minimální tloušťky stropních konstrukcí. Ty se však s porovnáním průhybů přímým výpočtem dle této normy mohou jevit jako podhodnocené.

2.2.2 Dle ČSN 73 2001 a ČSN 73 1201 [9]

Norma ČSN 73 2001 z roku 1956 založená na stupni bezpečnosti konstrukcí přímý výpočet průhybu nevyžadovala a ani nijak konkrétně nestanovovala kritéria pro porovnání případně vypočtených přetvoření. Podle [52] obsahovala tato norma konstrukční předpisy o minimálních tloušťkách prvků vzhledem k rozpětí a zatížení, při jejichž splnění nebude docházet k nadměrným přetvořením.

Tloušťka desky	cm	5	6	7	8	9	10	12	14	15
Prostě podepřená max. světlost	m			1,75	2,00	2,25	2,50	3,00	3,50	3,75
Spojité nebo vetknutá max. světlost	m	1,00	1,50	2,45	2,80	3,15	3,50	4,20	4,90	5,25

Tab. 2.1: Nejmenší přípustné tloušťky stropních desek dle ČSN 73 2001 [52]

Požadavek přímého výpočtu průhybu s sebou přinesla až norma ČSN 73 1201 používaná mezi lety 1975 - 2010 založená již na moderní teorii mezních stavů, která stanovovala i kritéria limitních přetvoření následovně:

- $L/150$ pro všechny prvky z hlediska spolehlivosti v uložení
- $\min(L/200, 20 + L/600, 30 + L/1200)$ rovinnost viditelných spodních povrchů
- $L/300$ stropy s montovanými podhledy

Limitní přírůstek průhybu po zabudování příčky není normou přesně stanoven.

2.3 Nejistoty při stanovení průhybu

I v případě, že je výpočet průhybu proveden správně se započítáním všech známých vlivů v době projektování stavby, může být celkový průhyb změřený na konstrukci značně odlišný. Velice důležitým faktorem je průběh realizace, který ovlivňuje celkové vlastnosti konstrukce.

Mezi tyto vlivy se například podle [28] řadí:

- vlhkost prostředí
- teplota prostředí během betonáže a následně během tuhnutí a tvrdnutí betonu
- způsob a doba ošetřování konstrukce
- doba odbednění konstrukce
- zatížení materiálem pro realizaci dalších podlaží a příček
- skutečné parametry betonové směsi oproti projektem uvažovaným
- chyby v ukládání směsi do bednění
- chyby v pokládání výztuže

V budoucnu bude na místě použít k analýze některých těchto faktorů teorii pravděpodobnosti

Velmi častým jevem, který projektant může z hlediska historie zatížení jen málo ovlivnit, je právě skladování materiálu pro výstavbu příček. Z hlediska snížení pracnosti jsou tyto hmoty uloženy na strop ještě před provedením následující stropní konstrukce. Materiál je však koncentrovaný na paletách a při nevhodných polohách může tak snadno dojít k lokálnímu přetížení [28], z čehož plyne nadměrný rozvoj trhlin jako nevratný jev a dále pokles tuhosti konstrukce.

2.4 Příklady sledovaných poruch vlivem nadměrného průhybu

2.4.1 Poškození mezibytové příčky, panelová soustava PS61

Častým příkladem poškození příček nedostatečně dilatovaných od stropní konstrukce nad nimi, jsou mezibytové zdvojené příčky v deskostěnovém panelovém objektu soustavy PS 61. Tyto příčky jsou tvořeny dutinovými keramickými příčkovkami tloušťky 65 mm. Z akustických důvodů je tato příčka zdvojena se vzduchovou mezerou mezi nimi a vykazuje značnou hmotnost.

Bylo pozorováno několik situací, kdy se stropní konstrukce opřela o velice štíhlé a ničím neztužené zdivo mezibytových příček. Tyto příčky ve většině případů následně havarovaly vybočením vlivem vzpěru a bylo nutné je vyměnit. Obyvatelé bytů si však v některých případech problému často ani nevšimli, protože příčky byly umístěny za nábytkem, o který se vybočené zdivo mohlo opřít a nedošlo tedy k jejich celkovému zřícení. Jediným pozorovatelným projevem tak mohly být trhliny v horní části zdiva. Tento jev tedy nastává, aniž by docházelo k jakýmkoliv stavebním úpravám, ačkoliv příčinou může být i krátkodobé přetížení stropu nad posuzovaným místem.

Hlavní příčinou je, že mezera mezi zdivem příčky a stropem je zcela vyplněna maltou, která tak neumožňuje zvětšení průhybu stropu, aniž by se strop nezačal na příčku dotlačovat. Mezi příčiny lze rovněž zahrnout nelineární dotvarování stropního panelu vlivem nadměrného zatížení zdvojenou příčkou, jejíž hmotnost odebírá veškerou rezervu konstrukce pro užité zatížení z hlediska 2.MS. Pokud se tedy u stěny nachází např. knihovna, nárůst průhybu může mít značné důsledky. Další příčinou především v nižších patrech by mohlo být nadměrné dotvarování nosných stěn, které jsou provedeny z panelů ze škvárobetonu, u něhož bylo prokázáno, že dotvarování probíhá ve větší míře a po delší časový úsek, než je tomu u betonu se standardním kamenivem. To znamená, že celkový efekt dotvarování, který působí skrze stropní konstrukci na příčku, je mnohem větší.

Jako příklad je zde uveden dokumentovaný případ z objektu Nepomucká 175/4 v Plzni, kde byl tento jev zaznamenán cekem ve 4 bytech. Pravděpodobně se však vyskytuje i v jiných.



Obr. 2.2: Příklad havárie přičky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu
Nepomucká 175/4, Plzeň – 03/2014



Obr. 2.3: Příklad havárie přičky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu
Nepomucká 175/4, Plzeň – 03/2014



Obr. 2.4: Příklad havárie příčky, vlivem nadměrného dotvarování stěn a stropu
Nepomucká 175/4, Plzeň – 01/2021

2.4.2 Přetížení stropu rekonstrukcí bytového jádra, panelová soustava PS61

Dalším dokumentovaným případem z objektu Nepomucká 175/4, který je blíže zdůvodněn v odstavci 6.1.4, jsou stavební úpravy bytového jádra. Stavebník zde bez předchozí diagnostiky konstrukce nevhodně zvolil pórobetonové zdivo tloušťky 100 mm a zcela absurdně těžkou skladu podlahy – podrobnější popis zatížení viz 6.3, varianta 2. Otázkou však je, zda byly sděleny zcela pravdivé údaje o tloušťkách skladeb. Standardně i v tomto objektu byl předpokládán instalační panel skladebné šířky 2,40 m, ale až o několik let později při stavebním průzkumu jiného bytu ve stejném objektu po odstranění stávající příčky oddělující předstíň od kuchyně a WC bylo zjištěno, že byl použit instalační panel skladebné šířky 1,80 m s excentricky umístěným otvorem doplněný panelem 0,60 m (viz 6.1.4). Stávající příčka spočívala na instalačním panelu v těsné blízkosti spáry. Popis poruch při stávajícím zatížení je proveden na Obr. 6.9.

Pomineme-li mezní stav únosnosti, který mohl být i překročen, reagovala stropní konstrukce nadměrným průhybem s možným přispěním i od nelineárního dotvarování. Největší rozdíl přetvoření panelu se odehrál právě v poloze stávající zděné příčky, kde je panel nejslabší. Na nedilatovanou příčku se dotlačila stropní konstrukce, a ačkoliv příčka sice nevybočila vlivem vzpěru, byla tato skutečnost provázena vznikem množství trhlin i několik měsíců po provedení úprav, průběžnou deformací dveřních otvorů a s tím spojenou nefunkčností dveří. Bohužel nebylo umožněno, aby situace byla dále sledována.

2.4.3 Zvýšený průhyb stropu vlivem vybourání příčky, panelová soustava PS69

Vzhledem k obecně chybnému provádění příček během výstavby, kdy tato příčka není při horním líci dilatována od stropní konstrukce nad ní, dochází zcela jistě k dotlačení stropního panelu na příčku. Pokud je však tato příčka betonová (tloušťky 80 mm), je bez pochyby, že může částečně podepírat stropní panel svou tuhostí, a to i v případě, že je v ní umístěn dveřní otvor. Zatížení ze stropního panelu je roznášeno blíže k podporám, což výrazně redukuje lokální průhyb stropu, který by vykazoval bez tohoto podepření. Čím větší je rozpětí stropu, tím je riziko tohoto jevu vyšší.

V několika případech byl po vybourání příčky sledován okamžitý přírůstek průhybu stropního panelu, který sice nebyl výrazný. Problém ovšem spočíval v tom, že došlo ke vzniku spáry mezi tímto stropním panelem a příčkou o podlaží výše, která na panelu spočívala a svou tuhostí nebyla schopna tento přírůstek následovat. Ve všech případech, kdy došlo ke stížnostem, byla na podlaze původně podporovaného panelu položena dlažba se soklíkem, který se úpravou odtrhl. Porucha je tedy ryze estetického charakteru, ale projevuje se v cizím bytě nad prováděnou úpravou.

3 CHOVÁNÍ MATERIÁLŮ

3.1 Beton

Pevnost betonu v tlaku je klasifikována pomocí pevnostních tříd betonu v tlaku, které odpovídají charakteristické (5%) válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} stanovené po 28 dnech stáří prvku [6], [12] a [13].

	Pevnostní třídy betonu														Analytické vztahy/ vysvětlivky
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9	3	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% kvantil
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% kvantil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} v MPa)
ε_{c1} (‰)	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,25	2,30	2,40	2,45	2,50	2,60	2,70	2,80	2,80	viz obrázek 3.2 $\varepsilon_{c1}(\rho/100) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,50									3,20	3,00	2,80	2,80	2,80	viz obrázek 3.2 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1}(\rho/100) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,00									2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	viz obrázek 3.3 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2}(\rho/100) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,50									3,10	2,90	2,70	2,60	2,60	viz obrázek 3.3 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2}(\rho/100) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,00									1,75	1,60	1,45	1,40	1,40	pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,80	1,90	2,00	2,20	2,30	viz obrázek 3.4 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3}(\rho/100) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,50									3,10	2,90	2,70	2,60	2,60	viz obrázek 3.4 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3}(\rho/100) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Tab. 3.1: Pevnostní a deformační charakteristiky jednotlivých pevnostních tříd betonu [4]

3.1.1 Krátkodobé chování betonu

Pro beton jsou sledovány následující hodnoty uvedené v Tab. 3.1

Pevnost v tlaku charakteristická f_{ck} (3.1)

Střední hodnota $f_{cm} = f_{ck}$ [MPa] + 8 (3.2)

Pevnost v tahu střední hodnota $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ pro betony $\leq C50/60$ (3.3)

Dolní kvantil (5%) $f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$ (3.4)

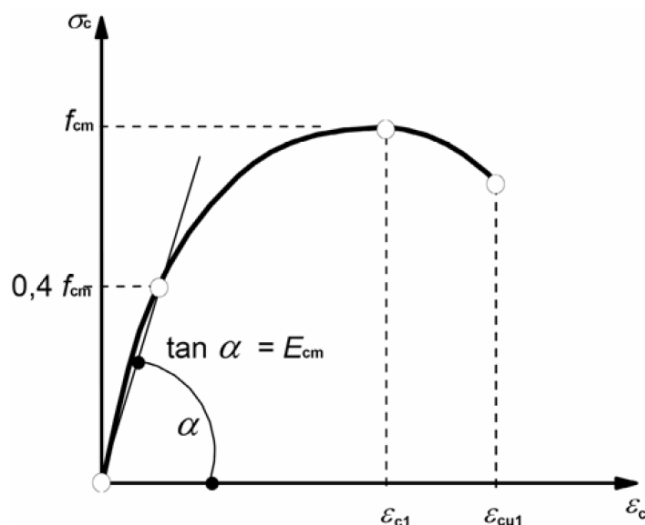
Horní kvantil (95%) $f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm}$ (3.5)

Modul pružnosti Střední hodnota $E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$ (3.6)

Pevnost betonu v tahu za ohybu závisí na střední pevnosti v tahu a na výšce ohýbaného prvku a je dána vztahem

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/100)f_{ctm}; f_{ctm}\} \quad (3.7)$$

Modul pružnosti betonu závisí především na modulech pružnosti jeho složek tedy pojiva a plniva. V tabulce jsou uvedeny hodnoty E_{cm} pro betony se silikátovým kamenivem. Pro betony s vápencovým kamenivem se modul pružnosti snižuje o 10%, s pískovcovým kamenivem se snižuje o 30%. Pro betony s čedičovým kamenivem se E_{cm} zvyšuje o 20%.



Obr. 3.1: Pracovní diagram betonu [4]

3.1.2 Dlouhodobé chování betonu

a) Hodnoty pevnosti a modul pružnosti betonu ve stáří (t)

Vztahy vycházejí z platné ČSN EN 1992-1-1 [4]

Pevnost v tlaku ve stáří betonu t dní

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (3.8)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{ctm} \quad (3.9)$$

Kde s vyjadřuje druh cementu (0,2 pro S; 0,25 pro N; 0,38 pro R)

Pevnost v tahu ve stáří betonu t dní

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{cm} \quad (3.10)$$

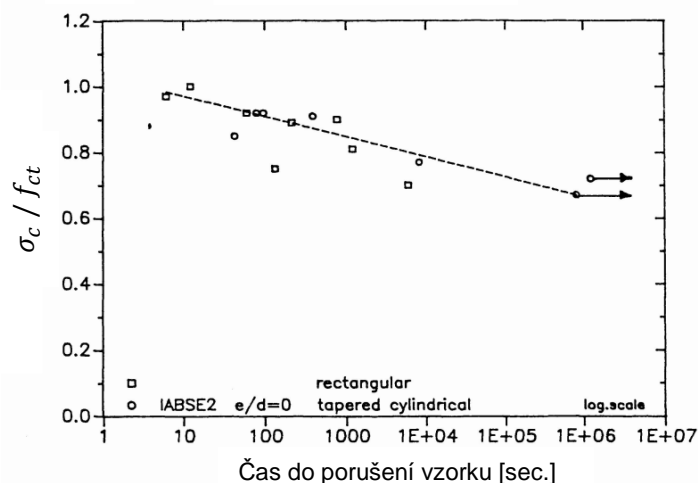
Kde $\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní, jinak $\alpha = 2/3$

Modul pružnosti betonu ve stáří t dní

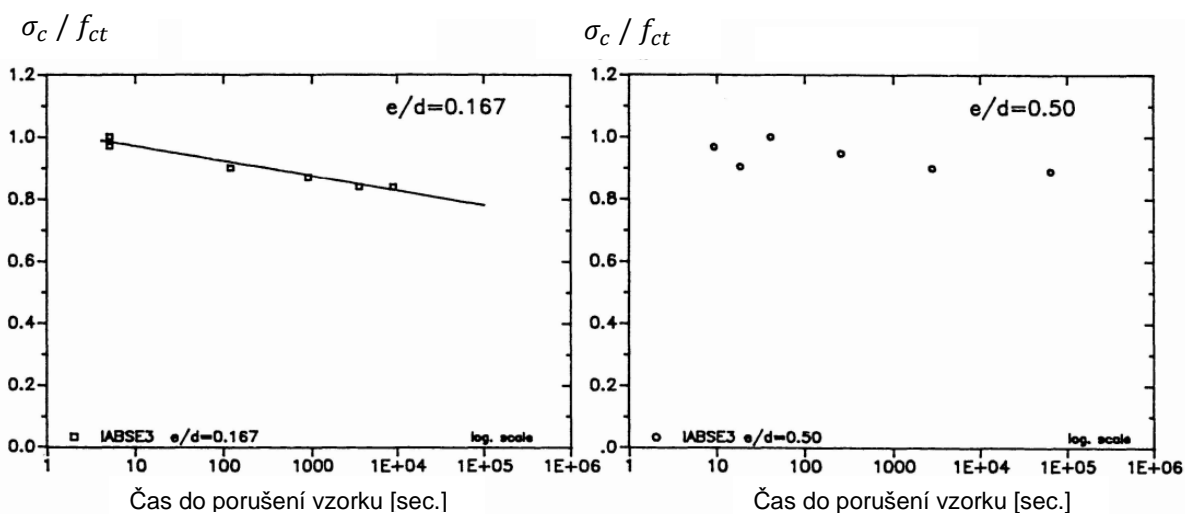
$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (3.11)$$

b) Pevnost v tahu v závislosti na dlouhodobém zatížení

Pevnost v tahu v závislosti na době udržování napětí ve zkušebním tělese postupně klesá vůči okamžité pevnosti v tahu. To potvrzují i provedené experimenty [45], které zkoumaly jak centricky, tak různě excentricky namáhané prvky.



Obr. 3.2: Centrický tah – vztah mezi udržovaným napětím a časem do selhání prvku [45]



Obr. 3.3: Excentrický tah – vztah mezi udržovaným napětím a časem do kolapsu prvku [45]

Pro centricky tažený prvek (Obr. 3.2), ve kterém bylo udržováno konstantní napětí až do porušení, bylo zjištěno, že pokles pevnosti v tahu byl lineární a představoval přibližně až 30 % z krátkodobé hodnoty. Pokud však zkušební tělesa byla zatěžována excentrickým tahem (Obr. 3.3), byl pozorován výrazně menší rozdíl, který pro excentricitu $e/d = 0,50$ představoval cca. 10 %. Ze závěru experimentu vyplývá, že se zvyšující se excentricitou klesá i rozdíl, o který se zmenšuje pevnost v tahu. Písmenem d je v tomto případě značen průměr zkušebního tělesa.

3.1.3 Smršťování betonu

Při návrhu železobetonových konstrukcí musí být dále zohledněny dlouhodobé vlivy dotvarování a smršťování betonu, které obecně souvisí s migrací vody z průřezu do okolního prostředí. Standardně se však tyto dva jevy při výpočtu od sebe oddělují.

Smršťování je jev nezávislý na zatížení probíhající při tvrdnutí betonu na vzduchu, který lze rozlišit do několika skupin [12]:

- **plastické smršťování** vzniká ztrátou vody u betonu, který je ještě v plastickém stavu
- **autogenní smršťování** vzniká vlivem chemických reakcí při tvrdnutí betonu a jeho podstatná část vzniká v prvních dnech od začátku hydratačního procesu. S rostoucí třídou betonu roste i uvolněné hydratační teplo a v tomto důsledku je vyšší i autogenní smršťování
- **smršťování vysycháním betonu** v prostředí s relativní vlhkostí menší než 100%, které ve velké míře probíhá několik měsíců od začátku tvrdnutí a na celkovém smršťování se podílí největší měrou
- **karbonatační smršťování** vzniká chemickou reakcí cementového tmelu s oxidem uhličitým za přítomnosti vlhkosti

Např. podle [12] **celkové smršťování betonu roste:**

- s rostoucím množstvím cementu a jemnosti jeho mletí
- se zvyšujícím se vodním součinitelem
- se zvyšujícím se podílem jemných frakcí kameniva
- s rostoucí nedokonalostí zhutnění čerstvého betonu
- vlivem nedostatečného ošetřování tvrdnoucího betonu
- se vzrůstající teplotou prostředí
- s klesající relativní vlhkostí prostředí
- rostoucím obvodem průřezu, aniž by se zvyšovala jeho plocha (vyjádřeno jmenovitým rozměrem průřezu)

Především pak vhodným ošetřováním tvrdnoucího betonu lze celkové smrštění významně snížit. Tyto aspekty však projektant v průběhu realizace často dokáže ovlivnit jen málo, a proto se výsledná deformace může značně lišit od hodnoty předpokládané projektem.

Obecně norma ČSN EN 1992-1-1 [4] požaduje zohlednit vliv smršťování betonu ve výpočtu přetvoření konstrukce. Zde se uvažuje především s autogenním smršťováním a smršťováním vysycháním betonu.

a) Autogenní smršťování v čase dle ČSN EN 1992-1-1 [4]

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.14)$$

b) Smršťování vysycháním v čase dle ČSN EN 1992-1-1 [4]

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} f_{cm}/10)]/(\beta_{RH} 10^{-6}) \quad (3.16)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd,0} k_h \beta_{ds}(t, t_s) \quad (3.18)$$

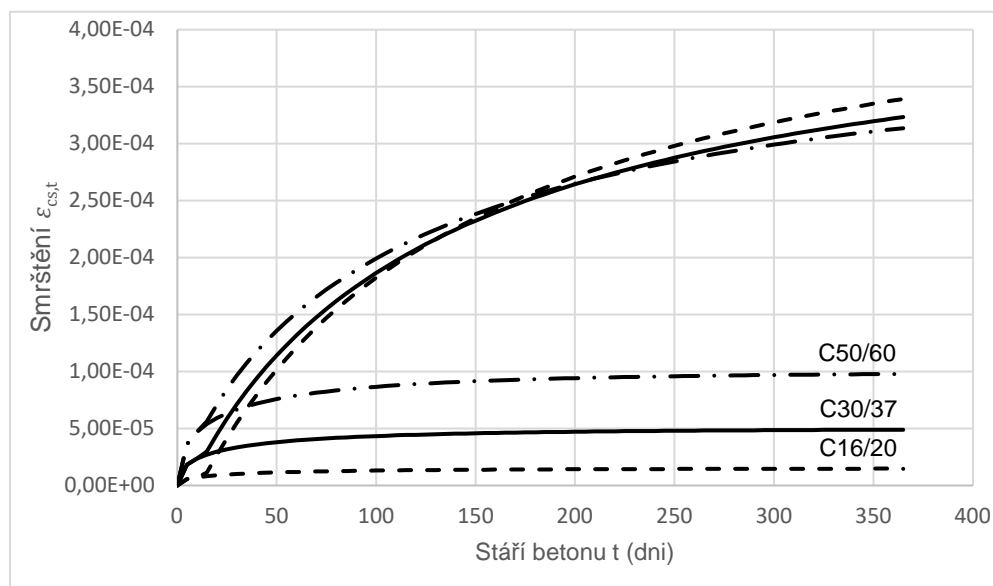
kde k_h je součinitel závislý na jmenovitém rozměru průřezu h_0 a t_s je doba ošetřování betonu ($k_h = 1,0$ pro $h_0 \leq 100$; $k_h = 0,85$ pro $h_0 = 200$; $k_h = 0,75$ pro $h_0 = 300$; $k_h = 0,7$ pro $h_0 \geq 500$) a součinitelé α_{ds1} , α_{ds2} závisí na druhu cementu

($\alpha_{ds1} = 3$, $\alpha_{ds2} = 0,13$ pro S, $\alpha_{ds1} = 4$, $\alpha_{ds2} = 0,12$ pro N, $\alpha_{ds1} = 6$, $\alpha_{ds2} = 0,11$ pro R)

$$h_0 = 2A_c/u \quad \text{kde } u \text{ je obvod vystavený vysychání} \quad (3.19)$$

c) Celkové smršťování

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.20)$$



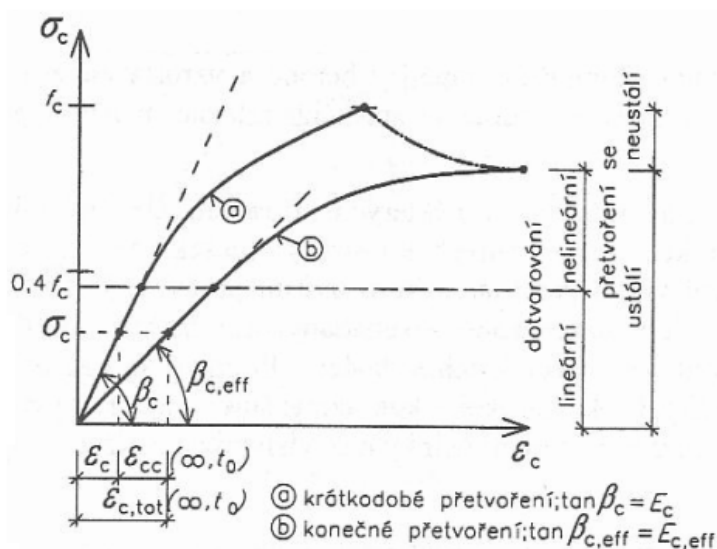
Obr. 3.4: Autogenní smršťování a smršťování vysycháním, $k_h = 0,81$, $t_s = 14$ dní, RH 50%

Z (Obr. 3.4) je patrné, že s rostoucí třídou betonu roste i jeho smršťování, jelikož z počátku má vliv pouze autogenní smršťování, avšak celkové smršťování betonu už cca. po 150 dnech je u vyšších tříd betonu nižší. To nastává z důvodu převládajícího vlivu smršťování vysycháním, jehož celková hodnota se snižuje s rostoucí třídou betonu.

3.1.4 Dotvarování betonu

a) Definice dotvarování

Dotvarování oproti smršťování závisí také na velikosti napětí a době, po kterou konstrukci ovlivňuje. V průběhu historie byly vyvinuty různé modely snažící se vystihnout dotvarování betonu. Nejstarší je teorie zpožděné pružnosti, kterou následoval model stárnutí betonu využívaný i v ČSN 73 1201 [9] až do platnosti Eurokódu, který používá metodu založenou na kombinaci těchto teorií. I tak se stále jedná o přiblížení ke skutečnosti, protože zohlednění všech vlivů působících na reálné chování železobetonových prvků je prakticky nemožné.



Obr. 3.5: Závislost přetvoření vyvozeného dotvarováním na velikosti napětí [12]

Dotvarování lze definovat jako pozvolný růst zpožděných přetvoření, který se projevuje v průběhu doby u dlouhodobě zatížených konstrukcí [12]. Jedná se o děj převážně ireversibilní, částečně pak reversibilní. Zjednodušeně řečeno je dotvarování způsobeno vytlačováním vody vlivem aplikovaného napětí z mikropórů, která není chemicky vázaná v cementovém gelu. Tato voda se postupně dostává k povrchu betonového prvku, kde se odpařuje. Dotvarování závisí na mnoho podmínkách jako:

- **složení čerstvého betonu**, dotvarování je větší s vyšším množstvím jemných složek betonu – vhodnější používat větší frakce kameniva, s rostoucím vodním součinitelem a pro rychle tuhnoucí cementy
- **vliv prostředí**, s klesající relativní vlhkostí prostředí je dotvarování vyšší
- **počátek aplikace napětí do ztvrdlého betonu**, s rostoucím stářím betonu, kdy je poprvé zatížen, byť jen vlastní tíhou, se celkové dotvarování betonu zmenšuje

Obecně rozeznáváme několik složek přetvoření betonu [17], [47]:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_c^e(t_0) + \varepsilon_c^{ne}(t_0) + \varepsilon_c^e(t, t_0) + \varepsilon_c^{ne}(t, t_0) + \varepsilon_c^d(t, t_0) \quad (3.21)$$

$\varepsilon_c^e(t_0)$ okamžité pružné přetvoření
 $\varepsilon_c^{ne}(t_0)$ okamžité nelineární přetvoření

$\varepsilon_c^e(t, t_0)$	zpožděné pružné přetvoření
$\varepsilon_c^{ne}(t, t_0)$	zpožděné nelineární přetvoření
$\varepsilon_c^d(t, t_0)$	zpožděné nelineární přetvoření realizující se v krátkém časovém intervalu od zatížení

Z experimentů však bylo prokázáno, že do úrovně tlakového napětí cca. $0,4 f_{cm}$ je průběh dotvarování přibližně lineární. Tato podmínka je zohledněna i v ČSN EN 1992-1-1 [4] v podobě vztahu

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck} \quad (3.22)$$

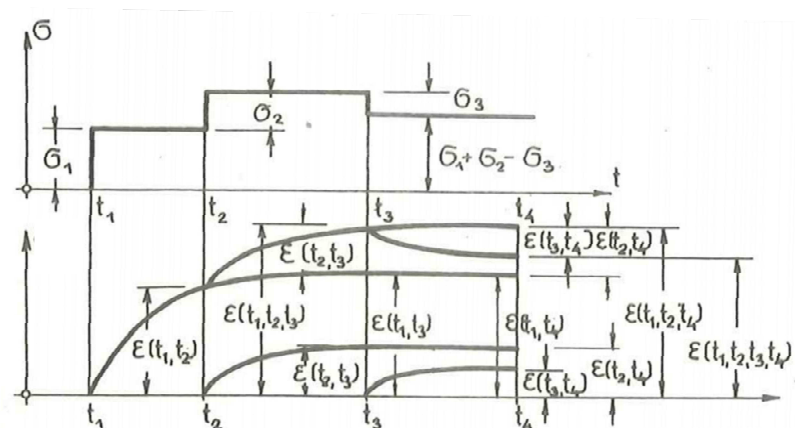
kteřá má být standardně u pozemních staveb splněna. Z tohoto důvodu spolu s předpokladem, že všechny komponenty průřezu alespoň výpočtově zůstávají v oblasti Hookeova zákona, mohou být nelineární složky dotvarování zanedbány. Funkce poddajnosti průřezu bude mít potom tvar s využitím lineární úměrnosti mezi složkami [47]:

$$C(t, t_0) = \frac{\varepsilon_c^e(t_0) + \varepsilon_c^d(t, t_0)}{\sigma_c} = \frac{\varepsilon_c^e(t_0) (1 + \varphi(t, t_0))}{\sigma_c} = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{E_{cm}} \quad (3.23)$$

Ze vztahu (3.23) je tedy zřejmé, že dotvarování lze zavést pomocí lineárního součinitele dotvarování $\varphi(t, t_0)$, který se stanoví dle ČSN EN 1992-1-1 [4] v uvažovaném časovém okamžiku stáří betonu t . Z počátečního hlediska je tedy dotvarování betonu definováno jako snížení dlouhodobého modulu pružnosti oproti okamžitému modulu pružnosti betonu.

V důsledku předpokladu o linearitě mezi napětím a dotvarováním zavedeným podmínkou (3.22) musí platit i superpozice účinků dotvarování [47] od silového zatížení. To je důležité především v případech, kdy je nutné stanovit účinky dotvarování od přitěžování konstrukce v různých časových okamžicích. To samozřejmě platí i pro odtížení konstrukce, kdy se napětí vyvozené odebraným zatížením pokládá za záporné.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,eff}(t_0)} (1 + \varphi(t, t_0)) + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} \left(\frac{1}{E_{c,eff}(\tau)} \frac{\varphi(t, \tau)}{E_{c,eff}(\tau)} \right) \quad (3.24)$$



Obr. 3.6: Superpozice dotvarování [47]

Při nesplnění podmínky (3.22) je nutno již počítat se zvyšující se nelinearitou dotvarování. Pokud však je překročena hodnota $0,85 f_{ck}$, může dojít až k úplnému kolapsu konstrukce vlivem dotvarování [26].

b) Součinitel dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1

Součinitel dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 [4] je závislý na základním součiniteli dotvarování φ_0 a součiniteli časového průběhu dotvarování

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_{c(t, t_0)} \quad (3.25)$$

$$\beta_{c(t, t_0)} = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.26)$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 && \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \beta_H &= 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 && \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Vliv druhu cementu se na součiniteli dotvarování zohlední úpravou doby aplikace zatížení, kde α vyjadřuje druh cementu (-1 pro S, 0 pro N, 1 pro R) a $t_{0,T}$ skutečné stáří betonu v okamžiku aplikace zatížení

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.28)$$

Základní součinitel dotvarování je pak závislý na součiniteli β_H vystihujícího relativní vlhkost RH okolního prostředí, součiniteli $\beta_{(f_{cm})}$ vystihujícího vliv pevnosti betonu a součiniteli $\beta_{(t_0)}$ vystihujícího stáří betonu v okamžiku aplikace zatížení t_0 při zohlednění druhu cementu

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{(f_{cm})} \beta_{(t_0)} \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} && \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \varphi_{RH} &= \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 && \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\beta_{(f_{cm})} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.31)$$

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (3.32)$$

kde součinitelé $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ závisí na pevnosti betonu a h_0 se stanoví podle vztahu (3.19).

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (3.33)$$

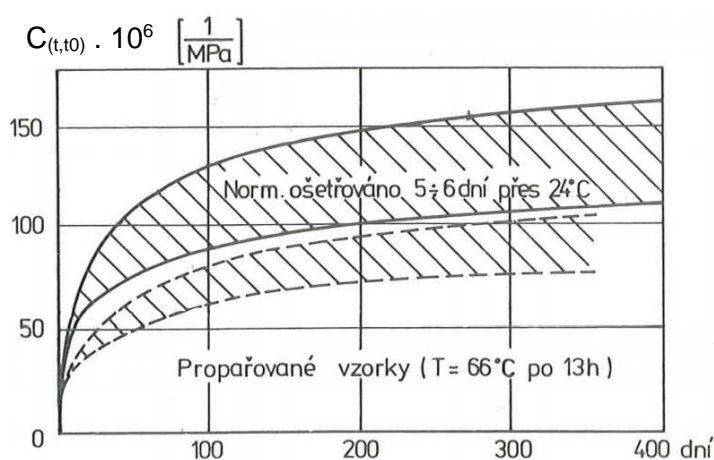
Pokud ovšem podmínka (3.22) není splněna, ale zároveň napětí nedosahuje meze, od které se dotvarování neustálí (Obr. 3.5), lze celkové dotvarování odhadnout pomocí upraveného součinitele dotvarování

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \exp \left[1,5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)} - 0,45 \right) \right] \quad (3.34)$$

Standardně však překročení podmínky (3.22) a s tím spojené nelineární dotvarování u běžných železobetonových konstrukcí pozemních staveb nepřipouštíme.

c) Vliv propařování čerstvého betonu na smršťování a dotvarování

Užitečné jsou také závěry uvedené v [47] ukazující vliv propařování betonu na celkový součinitel dotvarování, neboť při masové výrobě panelových objektů byly panely kvůli rychlejší výrobě často propařovány. Výsledky ukazují, že dotvarování je menší ve srovnání se standardně ošetřovanými železobetonovými prvky. [47] uvádí, že při 13 hodinách propařování při teplotě 65 °C se dotvarování zmenšuje o 30 až 50 %. To lze vysvětlit urychlením hydratace a tím, že teplý beton se po propaření ocitne v sušším a chladnějším prostředí, což urychluje vysychání. Tento vliv se však dá využít jen pro zatížení aplikovaná v rané fázi konstrukce, tedy především pro vlastní tíhu a tíhu kompletačních konstrukcí zabudovaných bezprostředně po osazení stropní konstrukce. Pro zatížení aplikovaná v delším časovém horizontu již propařování nemá takřka žádný vliv.



Obr. 3.7: Vliv propařování na míru dotvarování [47]

3.2 Beton v panelových objektech

Typizované panelové soustavy na našem území byly vyráběny podle starších národních norem a to ČSN 73 2001 z roku 1956 založené na stupni bezpečnosti a modernější ČSN 73 1201 využívající metodu mezních stavů, která byla platná až do nástupu Eurokódů. Tyto normy měly zavedeny rovněž svá značení pro třídy betonu. Z hlediska posouzení podle dnes platné ČSN EN 1992-1-1 [4] se užívá ČSN ISO 13822, která tyto třídy porovnává s třídami dle ČSN EN 206 [6].

Beton kvality	135	170	250	330	400	500	600
Mezní napětí betonu v tlaku za ohybu κ_d [kp/cm ²]	120	145	207	255	305	365	410
Modul pružnosti betonu v ohýbaných prvcích $E_{b,oh}$ [Mp/cm ²]	135	160	200	220	240	260	270

Tab. 3.2: Mezní napětí a moduly pružnosti ohýbaných konstrukcí dle ČSN 73 2001/56 [52]

Řádek	Charakteristika		Hodnoty charakteristik pro beton značky									
			60	80	105	135	170	250	330	400	500	600
1	Výpočtová pevnost MPa	v tlaku R_{bd}	1,8	2,5	4,2	6,0	8,0	11,5	15,5	19,0	24,5	30,0
2		v tahu R_{btd}	0,15	0,20	0,35	0,50	0,60	0,75	0,90	1,10	1,40	1,70
3	Základní modul pružnosti $E_{b0} \cdot 10^{-3}$ MPa		–	–	17,5	20,0	23,0	26,5	30,5	33,0	37,5	42,0

Tab. 3.3: Charakteristiky betonu značek 60 až 600 [9]

Řádek	Charakteristika		Hodnoty charakteristik pro beton třídy							
			01	0	I	II	III	IV	V	VI
1	Výpočtová pevnost MPa	v tlaku R_{bd}	1,8	4,2	6,0	8,0	11,5	15,5	22,0	27,5
2		v tahu R_{btd}	0,15	0,35	0,50	0,60	0,75	0,90	1,25	1,50
3	Modul pružnosti $E_b \cdot 10^{-3}$ MPa		–	17,5	20,0	23,0	26,5	30,5	35,0	40,0

Tab. 3.4: Charakteristiky betonu značek 01 až VI [9]

Pro zálivkový beton se dle ČSN 73 1211 [53] mají uvažovat charakteristiky stejných hodnot jako v ČSN 73 1201 [9], které se dále násobí dílčím součinitelem podmínek působení γ_{bf} , který pro stykový beton stropních konstrukcí nabývá hodnoty 0,85.

3.2.1 Karbonatace betonu

a) Vliv karbonatace na životnost staveb

Provádění stavebních úprav by měl vždy předcházet alespoň základní průzkum objektu a bytové jednotky, při kterém by měly být odhaleny zásadní poruchy a vady uvedené např. v [19], [46]. V době výroby dílců panelových objektů platily odlišné předpisy i ohledně betonové krycí vrstvy výztuže, která je důležitá především z hlediska životnosti konstrukce, pominou-li se podmínky soudržnosti, které lze uvažovat za splněné. Z tohoto hlediska je právě důležité provádět základní průzkum stavu karbonatace, neboť ta zásadním způsobem může ovlivnit životnost ohýbaných železobetonových konstrukcí i z důvodu používaných nižších tříd betonu a rostoucímu stáří objektů. U stávajících panelových budov je v současnosti k dispozici velmi málo výsledků, zabývajících se touto problematikou. Tyto problémy jsou uvedeny např. v [36] a [53].

b) Orientační měření z praxe

Na základě vlastních průzkumů a výsledku práce [53] je ve sledovaných objektech panelové soustavy PS61, T06B a PS69 hloubka karbonace maximálně 10 mm. V prostorách s cyklem střídání vysoké a nízké relativní vlhkosti, jako jsou koupelny a sušárny, jsou často zvýrazněny polohy výztuže, což značí ještě větší hloubku karbonatace. Při odhalování výztuží byla krycí vrstva nejčastěji mezi 15 – 20 mm, ale místy byla i 10 mm.

4 STANOVENÍ PRŮHYBU ŽELEZOBETONOVÝCH OHÝBANÝCH PRVKŮ

4.1 Vztah mezi ohybovým momentem, křivostí a deformací

Pro dostatečně štíhlé pruty je možné zavést předpoklad označovaný jako Navierova-Bernoulliho hypotéza, podle které průřezy po deformaci zůstávají rovinné a kolmé na deformovanou střednici. Pro jednoznačné určení polohy všech bodů ohýbaného prutu po jeho deformaci postačuje tedy průhybová funkce $w(x)$, jelikož lze v každém bodě této funkce sestavit její normálu. Úhel, který svírá deformovaná střednice s nedeformovanou – pootočení průřezu $\varphi(x)$, odpovídá rovněž úhlu, který svírá kolmice k deformované střednici se svislicí. Dále je známo, že derivace průhybové funkce je rovna tangenti tohoto úhlu:

$$\tan \varphi(x) = -w'(x) = -\frac{dw}{dx} \quad (4.1)$$

Pro velmi malé úhly pootočení průřezu, které jsou pro stavební praxi běžné, lze při zachování dostatečné přesnosti přijmout zjednodušení:

$$\tan \varphi(x) = \varphi(x) = -w'(x) \quad (4.2)$$

Změna úhlu $\varphi(x)$ na elementárním úseku dx je označována jako křivost a platí pro ni následující vztah:

$$\kappa_x = \frac{1}{r}(x) = \frac{d\varphi}{dx} = -\frac{d^2w}{dx^2} \quad (4.3)$$

V každém bodě průřezu o ploše A zdeformovaného elementárního úseku dx vlivem ohybu dle obrázku Obr. 4.1 působí normálové napětí $\sigma_x(z)$, přičemž napětí lineárně roste s rostoucí vzdáleností od těžiště. Ohybový moment lze potom získat integrací tohoto napětí na celkové ploše průřezu při zohlednění polohy těžiště

$$M_y = \int_A (\sigma_x(z) \cdot z) dA \quad (4.4)$$

a pomocí Hookeova zákona upravit do následující podoby

$$M_y = \int_A (E \cdot \varepsilon_x(z) \cdot z) dA = \frac{E}{r} \int_A z^2 dA = \frac{E I_y}{r} \quad (4.5)$$

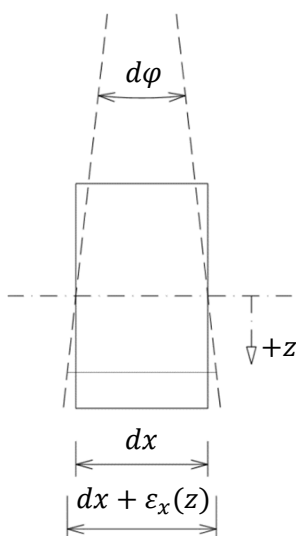
$$\varepsilon_x(z) = \frac{1}{r} z \quad (4.6)$$

Úpravou výrazů (4.4), (4.5) a (3.5) obdržíme křivost vyjádřenou v závislosti na ohybovém momentu a ohybové tuhosti. Pro technickou praxi je tento vztah výhodný, jelikož tyto veličiny jsou dobře známé už v samém počátku návrhu.

$$\frac{1}{r} = \frac{M_y}{E I_y} \quad (4.7)$$

Výše uvedené vztahy platí, pokud předpokládáme prut z elastického a homogenního materiálu, který nepodléhá změnám v čase při konstantním zatížení. Všechny tyto podmínky železobetonový prvek vesměs nesplňuje. Jelikož střední pevnost nevyztuženého betonu v tahu f_{ctm} je cca. 10x – 15x nižší než pevnost tlaku f_{ck} , je nutné taženou stranu především z hlediska MSÚ, ale i MSP doplnit o taženou výztuž zpravidla ocelovou, která přebírá veškeré tahové síly v tažené části průřezu. Jedná se tedy o kompozitní materiál složený z betonové

směsi a výztuže, který je při ohybu velmi často oslaben trhlinami v tažené části průřezu. Je nutno podotknout, že vznik trhlin je očekáván i v provozním stavu, v opačném případě by prvek nebyl ekonomicky dimenzován a konstrukce by byla příliš masivní.



Obr. 4.1: Křivost prutu

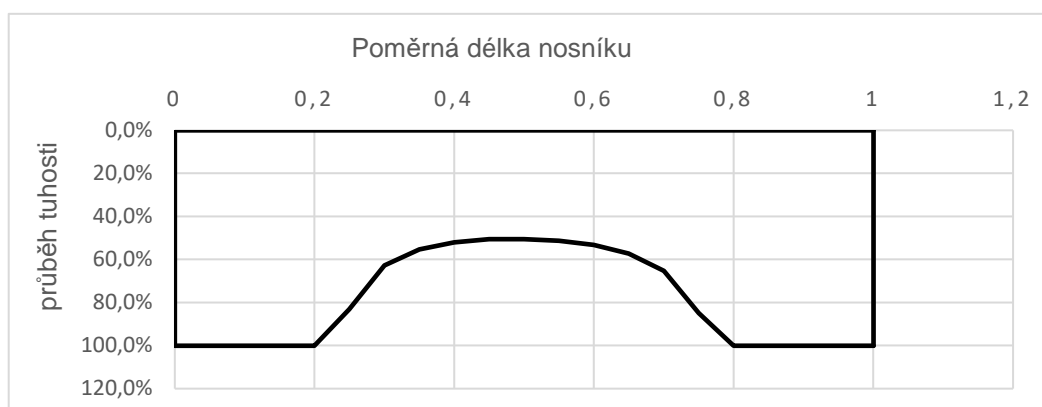
Nemůžeme tedy konstatovat, že tuhost prvku je po celé délce stejná, jak je dokladováno pro vybraný příklad na Obr. 4.2. Ta je ovlivněna především vznikem trhlin po délce železobetonového prvku a jejich vzdáleností, šíří a hloubkou, které trhliny charakterizují. Parametry trhlin navíc často závisí na mnoha náhodných aspektech a lze je tedy jen odhadovat. Toto je zásadní problém, protože běžné výpočty bez specializovaného softwaru se stávají velmi komplikované a náročné. V dnešní době jsou již k dispozici různé nelineární softwarové aplikace určené pro stavební aplikaci (například ATENA, ABACUS atd.), které se snaží chování materiálu spolehlivě vystihnout včetně jeho oslabení. Tyto aplikace nejsou ale zcela vhodné pro běžnou praxi stavebních inženýrů, jelikož modelování rozsáhlých budov by bylo velmi pracné a získání výsledků zdoluhavé. Používají se spíše k řešení složitých detailů, kde klasické lineární výpočty selhávají nebo v případě, kdy je vyžadováno přesnější řešení. Dále jsou používány pro řešení významných konstrukcí, kde je požadována vysoká bezpečnost a spolehlivost konstrukce.

Z hlediska technické praxe se však snažíme najít takovou tuhost, kterou by bylo možné přiřadit prutu po celé jeho délce, popřípadě délce konečnému prvku na prutu. Tento přístup stanovuje i aktuální norma ČSN EN 1992-1-1 [4], která umožňuje uvažovat celý prut jako jeden segment s konstantní tuhostí. Za tohoto předpokladu může být především pro ruční výpočty využito s výhodou vztah (4.7) a celkový průhyb vyjádřit jako

$$w_{max} = k \cdot \frac{1}{r} \cdot L^2 \quad (4.8)$$

kde k vyjadřuje statický systém a rozložení zatížení na prvku dle tabulky. Tento přístup je omezen rozsahem koeficientu k definovaného v tabulce, avšak při ručních výpočtech je velice používán především z hlediska své jednoduchosti. Samozřejmostí je, že se zvyšujícím se

počtem segmentů roste i přesnost výpočtu, ale zároveň i jeho náročnost. Tyto případy je tedy vhodnější řešit pomocí automatizovaných výpočetních postupů.



Obr. 4.2: Názorné zobrazení poklesu tuhosti nosníku vlivem oslabením trhlinami a průměrná tuhost na vybraném příkladu prostého nosníku

Obecně lze vyjádřit 2 krajní stádia železobetonového průřezu a to:

- průřez není nijak oslaben a na přenášení vnitřních sil se podílí tlačená i tažená část průřezu včetně výztuže
- průřez je oslaben plně rozvinutou trhlinou a na přenášení vnitřních sil se podílí tlačená část průřezu včetně tlačené ocelové výztuže a v tažené části pouze tažená ocelová výztuž (beton již v tahu nepůsobí)

Další jev, který musí být respektován, je přírůstek deformace v čase při konstantním zatížení a je označován jako dotvarování. Z toho plyne, že poměrné přetvoření elementárního úseku musí být zvýšeno o součinitel dotvarování $\varphi_{(t,t_0)}$

$$\varepsilon_{x,eff}(t, t_0, z) = \varepsilon_x(z)(1 + \varphi_{(t,t_0)}), \quad (4.9)$$

$$\kappa_{x,eff}(t, t_0) = \kappa_x(1 + \varphi_{(t,t_0)})$$

Betonem tvořené prvky dále podléhají smršťování, které se rozděluje především na autogenní smršťování vznikající během hydratačního procesu a smršťování vysycháním, které probíhá cca. 1 rok po betonáži. Nepříznivý vliv u ohýbaných prvků má smršťování především v tlačené části, jelikož v tažené části velkou část absorbuje ocelová výztuž a vlivem různých poměrných přetvoření tažených a tlačných vláken může dojít k nárůstu průhybu o 20 – 30 %. Během návrhu lze tedy významně ovlivnit celkovou křivost vhodným rozložením výztuže i do tlačené zóny. I u smršťování má význam součinitel dotvarování, stanovení jeho hodnoty však není jednoznačné a bude se lišit od dotvarování.

4.2 Železobetonový průřez – průřezové charakteristiky

Jak již bylo uvedeno výše, železobetonový průřez se standardně skládá ze dvou různých materiálů, které mají odlišné moduly pružnosti – beton a ocel, jejíž modul pružnosti je cca. šestkrát až desetkrát vyšší než betonu. Při výpočtech průřezových charakteristik je proto nutné započítat i výztuž navrženou v průřezu, jelikož má podstatný vliv na celkovou tuhost průřezu, polohu jeho těžiště a rozložení napětí po průřezu. Z praktických důvodu bude plocha ocelové výztuže přepočítána na plochu betonu zvětšenou poměrem α_E .

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (4.10)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{(t,t_0)})} \quad (4.11)$$

E_s modul pružnosti výztuže (pro betonářskou ocel 200 GPa)

$E_{c,eff}$ modul pružnosti betonu

$\varphi_{(t,t_0)}$ součinitel dotvarování v čase

4.2.1 Ideální průřez bez trhlin a mez vzniku trhlin

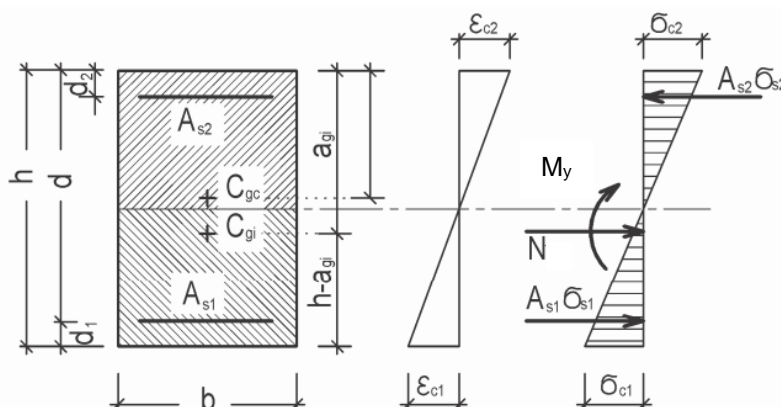
Stádium, ve kterém působí celý železobetonový průřez, lze uvažovat pouze na segmentech prutu, které nejsou oslabeny trhlinami, tzn. napětí v krajních vláknech tažené části průřezu nedosahuje kritické hodnoty $f_{ct,eff}$. Rovněž můžeme konstatovat, že všechny komponenty průřezu působí pružně. Trhliny v železobetonovém průřezu nevzniknou, pokud platí podmínka (4.12). Při posouzení této podmínky je nutné zohlednit rovněž nesilové účinky, které v betonu mohou vyvolat další tahová napětí. Těmito účinky se rozumí především smršťování betonu a teplotní změny a to zejména, pokud podpůrné konstrukce svou tuhostí v posuzovaném směru účinně brání přetváření sledované části stropní konstrukce vlivem těchto účinků.

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff} \quad \text{a} \quad \sigma_{c2} \leq f_{ct,eff} \quad (4.12)$$

kde výpočet napětí se provede dle všeobecně známých vztahů:

$$\text{napětí v krajních tažených vláknech} \quad \sigma_{c1} = \frac{N}{A_i} + \frac{M_y (h - a_{gi})}{I_i} \quad (4.13)$$

$$\text{napětí v krajních tlačných vláknech} \quad \sigma_{c2} = \frac{N}{A_i} - \frac{M_y a_{gi}}{I_i} \quad (4.14)$$



Obr. 4.3: průřez bez oslabení trhlinami pro obdélníkový průřez [13]

Plocha ideálního průřezu

$$A_i = A_c + \alpha_E \sum_j A_{sj} \quad (4.15)$$

Poloha těžiště ideálního průřezu od tlačných vláken

$$a_{gi} = \frac{A_c \cdot a_{gc} + \alpha_E \sum_j (A_{sj} \cdot d_j)}{A_i} \quad (4.16)$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_c + A_c (a_{gi} - a_{gc})^2 + (\alpha_E - 1) \sum_j [A_{sj} (d_j - a_{gi})^2] \quad (4.17)$$

kde

A_c	plocha betonového průřezu
I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu
a_{gc}	souřadnice těžiště betonového průřezu od tlačných vláken
A_{sj}	plocha j-té vrstvy výztuže
d_j	poloha j-té vrstvy výztuže od tlačných vláken

Z hlediska historie zatížení je také velice důležité, jaká intenzita vnitřních sil je dosazena do podmínky (4.12). Dle ČSN EN 1992-1-1 [4] se výpočet průhybu provádí pro kvazi-stálou kombinaci. Toto ustanovení však může být v některých případech zavádějící, neboť zatížení v průběhu provozu konstrukce není konstantní. V historii zatížení každé stavby lze sledovat výkyvy opakující se s určitou pravděpodobností. Střední hodnoty těchto špiček jsou definovány ČSN EN 1990 [1] a jsou uvedeny v odstavci 5.2. Důležitým faktem je, že vznik trhlin v železobetonové konstrukci je nevratný jev, který silně ovlivňuje průhyb stropní konstrukce. Již vzniklé trhliny nejsou schopny se po opětovném poklesu tahového napětí pod hranici $f_{ct,eff}$ při zachování stejného smyslu zatížení znovu uzavřít a průřez zůstává tedy trvale oslabený. Tyto problémy však nejsou normou [4] beze zbytku řešeny.

4.2.2 Průřez s trhlinami

Pokud podmínka (4.12) není splněna, vznikají v průřezu trhliny. V tomto stádiu se zcela zanedbává zbylá tažená část betonového průřezu porušeného trhlinou a tahové síly přebírá ocelová výztuž na tažené straně. Polohu neutrální osy lze tedy stanovit například podle [13] z podmínky rovnováhy vnitřních sil přenášených jednotlivými komponentami průřezu (4.18) a vnějším zatížením a momentové podmínky rovnováhy těchto sil (4.19).

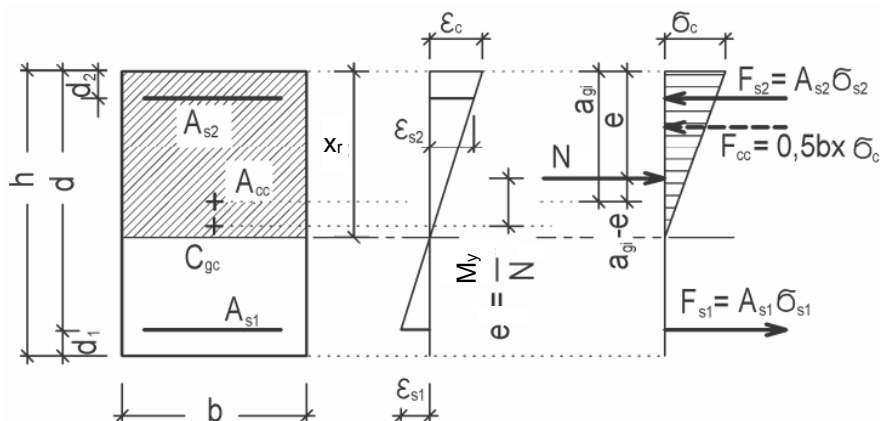
$$N = F_{cc} + F_{s1} + F_{s2} \quad (4.18)$$

$$N e = F_{s1} d + F_{s2} d_2 + F_{cc} \frac{x_r}{3} \quad (4.19)$$

kde pro obdélníkový průřez platí – analogicky lze stanovit i pro jiné tvary průřezů.

$$F_{cc} = 0,5 b x_r \varepsilon_{c2} E_{c,eff}, F_{s1} = A_{s1} \varepsilon_{s1}^I E_s, F_{s2} = A_{s2} \varepsilon_{s2}^I E_s$$

$$\frac{\varepsilon_{s1}^I}{\varepsilon_{c2}} = \frac{d - x_r}{x_r}, \frac{\varepsilon_{s2}^I}{\varepsilon_{c2}} = \frac{x_r - d_2}{x_r}$$



Obr. 4.4: Průřez oslabený s plně rozvinutou trhlinou [13]

Řešením soustavy rovnic je výsledek kubická rovnice, jejíž reálný kladný kořen rozdílný od nuly je hledaná tláčená výška x_r . Pokud se omezíme pouze na ohyb, řešením je pak kvadratická rovnice, neboť podmínky (4.18) a (4.19) musí být rovny nule, jejíž tvar je:

$$x_r^2 + \frac{2\alpha_E}{b}(A_{s1} + A_{s2})x_r - \frac{2\alpha_E}{b}(A_{s1}d + A_{s2}d_2) = 0 \quad (4.20)$$

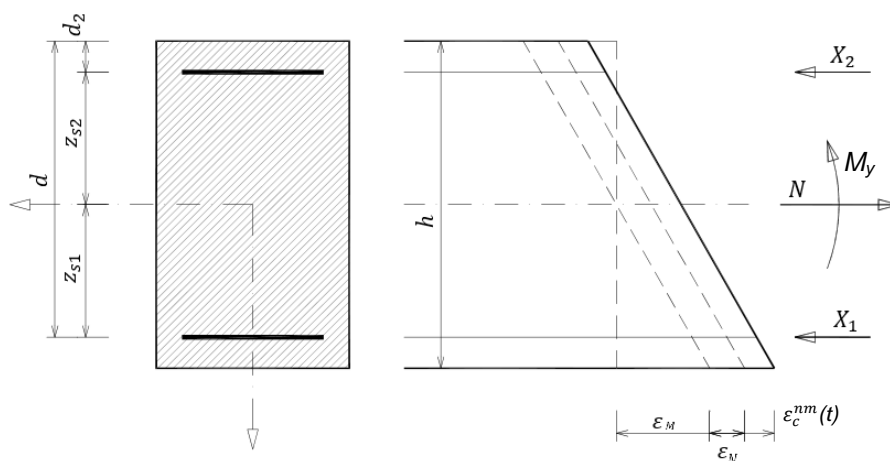
Moment setrvačnosti průřezu porušeného trhlinou

$$I_{ir} = \frac{1}{3}bx_r^3 + \alpha_E[A_{s1}(d - x_r)^2 + A_{s2}(x_r - d_2)^2] \quad (4.21)$$

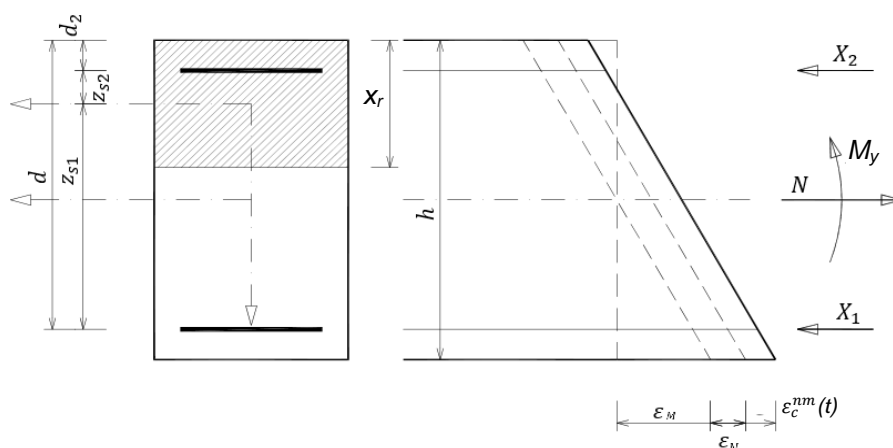
4.3 Stanovení křivosti silovou metodou

Tento způsob má tu výhodu, že poměrně jednoduše lze do výpočtu zahrnout jakékoliv silové, teplotní účinky, účinky od smršťování apod. vyvolávající poměrné přetvoření na prvku.

Pokud budeme uvažovat standardně vyztužený průřez s jednou vrstvou tláčené výztuže a jednou vrstvou tažené výztuže, získáváme dvakrát neurčitý statický systém, kde síly v úrovni těžišť jednotlivých vrstev jsou nahrazeny jednotkovými silami. Tato metoda je uvedena například v [26].



Obr. 4.5: Popis výpočetního modelu průřezu bez trhliny



Obr. 4.6: Popis výpočetního modelu průřezu s trhlinou

Pro daný průřez [26] vychází z řešení soustavy rovnic

$$\begin{aligned} \delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} + X_2 \cdot \delta_{12} &= 0 \\ \delta_{20} + X_1 \cdot \delta_{21} + X_2 \cdot \delta_{22} &= 0 \quad \text{kde} \end{aligned} \quad (4.22)$$

- δ_{10} neomezené poměrné přetvoření betonu v místě těžiště tažené výztuže
 δ_{20} neomezené poměrné přetvoření betonu v místě těžiště tlačené výztuže
 δ_{11} poměrné přetvoření v místě těžiště tažené výztuže vyvolané jednotkovou silou „1“
 δ_{22} poměrné přetvoření v místě těžiště tlačené výztuže vyvolané jednotkovou silou „2“
 δ_{12} poměrné přetvoření v místě těžiště tažené výztuže vyvolané jednotkovou silou „2“
 δ_{21} poměrné přetvoření v místě těžiště tlačené výztuže vyvolané jednotkovou silou „1“

Jednotlivé členy mají následující řešení:

$$\delta_{10} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y}{I_c} z_{s1} \right) + \varepsilon_c^{nm}(t)$$

$$\delta_{20} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y}{I_c} z_{s2} \right) + \varepsilon_c^{nm}(t)$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{E_s \cdot A_{s1}} + \frac{1}{E_{c,eff} \cdot A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} \cdot I_c} \cdot z_{s1}$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{E_s \cdot A_{s2}} + \frac{1}{E_{c,eff} \cdot A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} \cdot I_c} \cdot z_{s2}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} \cdot I_c} \cdot z_{s2}$$

kde

- pro **průřez neporušený trhlinami**

$$A_c = b \cdot h; I_c = \frac{1}{12} b h^3; z_{s1} = d - \frac{h}{2}; z_{s2} = d_2 - \frac{h}{2}$$

- pro **průřez s plně rozvinutou trhlinou**

$$A_c = b \cdot x; I_c = \frac{1}{12} b x^3; z_{s1} = d - \frac{x}{2}; z_{s2} = d_2 - \frac{x}{2}$$

Křivost sledovaného úseku je definována vztahem:

$$\kappa_{(t,t_0)} = \frac{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}}{h} \quad (4.23)$$

- pro **průřez neporušený trhlinami**

$$\varepsilon_{c1} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y h}{I_c} \frac{h}{2} \right) + \varepsilon + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1} h}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2} h}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right)$$

$$\varepsilon_{c2} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y - h}{I_c} \frac{h}{2} \right) + \varepsilon + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1} - h}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2} - h}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right)$$

- pro **průřez s plně rozvinutou trhlinou**

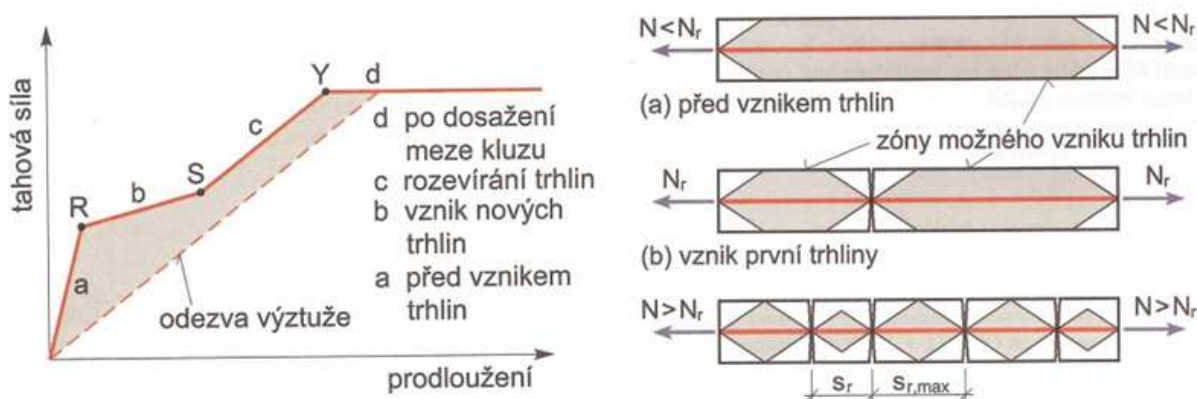
$$\varepsilon_{c1} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y h}{I_c} \frac{h}{2} \right) + \varepsilon + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} I_c} \left(h - \frac{x_r}{2} \right) \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} I_c} \left(h - \frac{x_r}{2} \right) \right)$$

$$\varepsilon_{c2} = \frac{1}{E_{c,eff}} \left(\frac{N}{A_c} + \frac{M_y - h}{I_c} \frac{h}{2} \right) + \varepsilon + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1} - x_r}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2} - x_r}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right)$$

4.4 Spolupůsobení betonu v tažené oblasti mezi trhlinami

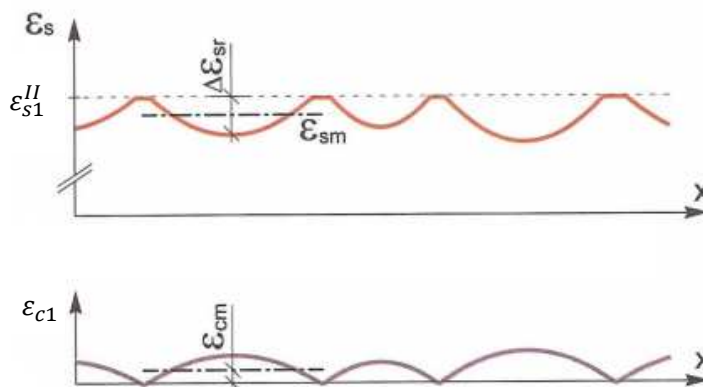
4.4.1 Význam problematiky

Při postupném zatěžování prutu tahovou silou (Obr. 4.7) působí zprvu celý prvek pružně, to znamená, že beton i ocel mají stejná poměrná přetvoření, což odpovídá stádiu I. Se vzrůstající silou se objevují první trhliny, v nichž se betonová část průřezu nepodílí na přenosu účinků zatížení, které musí převzít ocelová výztuž. S dalším zvyšováním tahové síly přibývají další trhliny až na hranici cca. $1,30 - 1,50 \sigma_{cr}$ [28], kdy se vznik nových trhlin zastavuje a dochází k rozšiřování již vzniklých trhlin – narůstá poměrné přetváření výztuže v oblasti trhlin. Tuto analogii lze aplikovat i na ohýbaný prvek.



Obr. 4.7: Fáze vzniku, rozvoje a rozevírání trhlin [17]

V odstavci 4.2 byly uvedeny dvě krajní stádia železobetonového průřezu. Pro přímý výpočet průhybu nosníku za předpokladu vzniku trhlin nelze ale křivosti získané z těchto stádií vhodně použít. Problém spočívá v tom, že stádium I (bez oslabení) odpovídá napjatostnímu stavu, kdy prvek není porušen žádnými trhlinami, to znamená, po celé délce nosníku platí podmínka (4.12). Stádium II na druhou stranu odpovídá průřezu s plně rozvinutou trhlinou, není zde však nijak zohledněn spolupůsobící beton v tažené oblasti mezi trhlinami, který snižuje poměrné přetvoření tažené výztuže.



Obr. 4.8: Poměrné přetvoření tažené výztuže a spolupůsobícího betonu oslabeného trhlinami [17]

Na Obr. 4.8 je zobrazena změna poměrného přetvoření výztuže a betonu na tažené straně nosníku po jeho délce, popř. taženého prutu [17]. V místech trhlin je zřejmé, že výztuž dosahuje poměrného přetvoření ε_s^{II} , které odpovídá stádiu II, tedy průřezu plně porušeného trhlinou. Naopak mezi trhlinami můžeme sledovat postupně narůstající spolupůsobení tažené betonové části průřezu a zároveň pokles napětí v ocelové výztuži. Pro praktický výpočet přetvoření je však nutno najít střední hodnotu poměrného přetvoření ocelové tažené výztuže ε_{sm} sledovaného segmentu nosníku. Vzhledem ke složitosti daného úkolu existují různé metody pro stanovení ε_{sm} , ale vždy se jedná pouze o snahu přiblížení ke skutečnosti.

4.4.2 Postup dle ČSN EN 1992-1-1 [4]

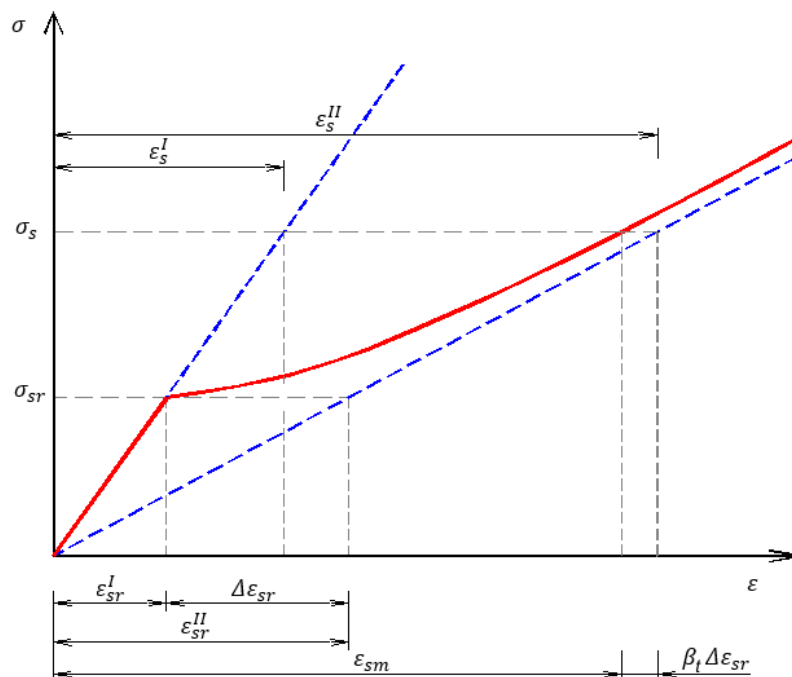
Princip tohoto výpočtu vychází ze společné evropské normy EN 1992-1-1, ze které je odvozena i národní podoba normy [4]. Průměrná hodnota přetvoření výztuže na sledovaném úseku se stanoví z rozdílu

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s^{II} - \Delta\varepsilon_s \quad (4.24)$$

Norma dále zavádí součinitel β_t , kterým se zohledňuje parabolický průběh poměrného přetvoření mezi trhlinami (viz Obr. 4.8) a je závislý na délce trvání zatížení a poměru napětí na mezi vzniku trhlin ku napětí pro danou hladinu zatížení – obě hodnoty jsou stanoveny pro průřez ve stadiu II.

$$\beta_t = \beta \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \quad (4.25)$$

kde $\beta = 0,5$ pro dlouhodobé zatížení a $\beta = 1,0$ pro krátkodobé jednorázové zatížení



Obr. 4.9: pracovní diagram železobetonového prvku

Dále platí
$$\frac{\varepsilon_{sr}^I}{\varepsilon_s^I} = \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}}, \frac{\varepsilon_{sr}^{II}}{\varepsilon_s^{II}} = \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \quad (4.26)$$

po dosazení (4.25) a (4.26) do vztahu (4.24) získáme konečný tvar průměrného poměrného přetvoření výztuže v závislosti na hodnotách [17], které lze stanovit dle odstavce 4.2.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s^{II} - \Delta\varepsilon_s = \varepsilon_s^{II} - \beta_t \Delta\varepsilon_{sr} = \varepsilon_s^{II} - \beta_t (\varepsilon_{sr}^I - \varepsilon_{sr}^{II}) \\ \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s^{II} - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 (\varepsilon_s^{II} - \varepsilon_s^I) \end{aligned} \quad (4.27)$$

Výše uvedené vztahy platí pro tažený i ohýbaný železobetonový prut. Z tohoto výrazu je dále odvozen součinitel tahového zpevnění železobetonového průřezu. V případě, že je prut namáhán čistým ohybem bez osově síly, lze poměr zaměnit za M_{cr} / M_{Ek} .

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \quad (4.28)$$

Podle [24] lze součinitel dále upravit tak, aby byla zohledněna soudržnost výztuže. To je důležité pro posuzování především starších konstrukcí.

$$\zeta = 1 - \vartheta \beta \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \quad (4.29)$$

$$\begin{aligned} \vartheta &= 0,5 && \text{pro hladkou výztuž} \\ \vartheta &= 1,0 && \text{pro žebírkovou výztuž} \end{aligned}$$

Součinitel tahového zpevnění se následně využívá pro nalezení hledané deformační veličiny, kterou zobrazuje červená křivka na Obr. 4.9 a může jí být poměrné přetvoření, křivost či poddajnost.

$$\alpha = (1 - \zeta)\alpha^I + \zeta \alpha^{II} \text{ kde} \quad (4.30)$$

α	hledaná deformační veličina (poddajnost, křivost)
α^I	deformační veličina pro průřez bez trhlin
α^{II}	deformační veličina pro průřez s trhlinou

Podrobný výpočet, kterým se stanoví vnitřní síly a průhyb podle skutečných tuhostí v daném bodě posuzovaného prvku, je velice náročný a obecně je k tomu zapotřebí specializovaný software. Proto se v praxi často stanoví ohybová tuhost v nejvíce namáhaném místě a aplikuje se na celý prvek. Tímto krokem však může docházet k nadměrnému nárůstu výpočtového průhybu. Podle [51] je však možné použít součinitel fázového zpevnění ve dvou úrovních, čímž se zachová jednoduchost výpočtu a zároveň se částečně redukuje rozdíl plynoucí ze značného zjednodušení:

$$\begin{aligned} \alpha &= (1 - \zeta)\alpha^I + \zeta \alpha^{II}_{eff} \\ \alpha^{II}_{eff} &= (1 - \zeta)\alpha^I + \zeta \alpha^{II} \end{aligned} \quad (4.31)$$

4.5 Obecné problémy spojené se stanovením kritického momentu na mezi trhlin M_{cr}

Vzhledem ke snaze popsat vysoce obtížný jev, kterým je chování železobetonu v čase, má v praxi zavedená teorie pro stanovení deformace určité nedostatky, které nejsou v literatuře dostatečně popsány. Ačkoliv modul pružnosti betonu se zvyšujícím se stářím mírně roste, lze tuto skutečnost využít pouze pro okamžitý průhyb. Z dlouhodobého pohledu má modul pružnosti klesající tendenci, což je zohledněno právě součinitelem dotvarování ($E_{cm} > E_{c,eff}$), Tím dostáváme zcela odlišný poměr α_E ovlivňující všechny průřezové charakteristiky železobetonového průřezu – poměr ovlivňuje ve výpočtu dílčí charakteristiky ocelové výztuže. Je tedy zcela zřejmé, že s rostoucí hodnotou α_E roste i moment setrvačnosti průřezu bez trhliny (stav I) i s plně rozvinutou trhlinou (stav II).

$$I_{i,st} < I_{i,lt} \text{ a } I_{ir,st} < I_{ir,lt} \quad (4.32)$$

Zároveň ale platí, že celková tuhost průřezu s okamžitými charakteristikami je větší než tuhost, sledovaná v dlouhodobém horizontu, což se více přibližuje skutečnému chování železobetonu a lze tedy psát

$$\frac{E_{cm}}{(1+0)} I_{st} > \frac{E_{cm}}{(1+\varphi_{(t,t_0)})} I_{lt} \quad (4.33)$$

Z ověření, zda na sledovaném úseku vznikají trhliny, které je vyjádřeno podmínkou (4.12), pozorujeme, že modul pružnosti betonu dále mimo poměr α_E do výpočtu napětí nevstupuje a hodnoty v krátkodobém a dlouhodobém stavu se tedy liší. Zjednodušeně řečeno se průřez může dostat do paradoxního stavu, kdy při užití krátkodobých charakteristik trhliny vznikají, ale při užití dlouhodobých charakteristik nevzniknou. Tomu odpovídá i nerovnost mezi momenty na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr,st} < M_{cr,lt} \quad (4.34)$$

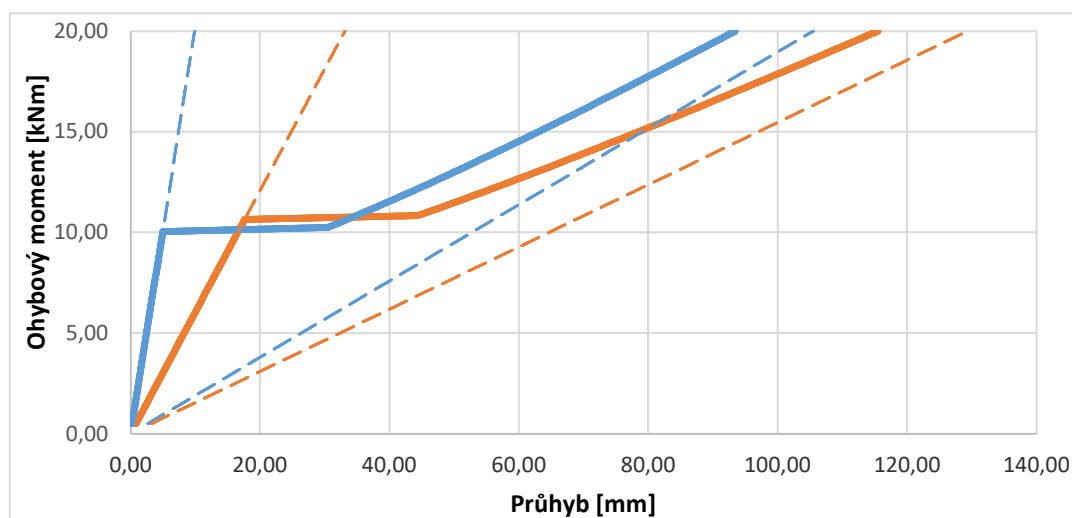
Nastalá situace je demonstrována v následujících grafech vyznačujících průběh průhybu pro desku a pro průvlak při postupném zatěžování při užití krátkodobých charakteristik (modrá křivka) a dlouhodobých charakteristik (oranžová křivka). Stupeň vyztužení tahovou výztuží

($\rho_{s1} > 0$) byl volen libovolně, tlaková výztuž nebyla uvažována ($\rho_{s2} = 0$). Literatura například [45] přitom udává, že pevnost betonu v tahu s časem postupně klesá o 20 až 30%.

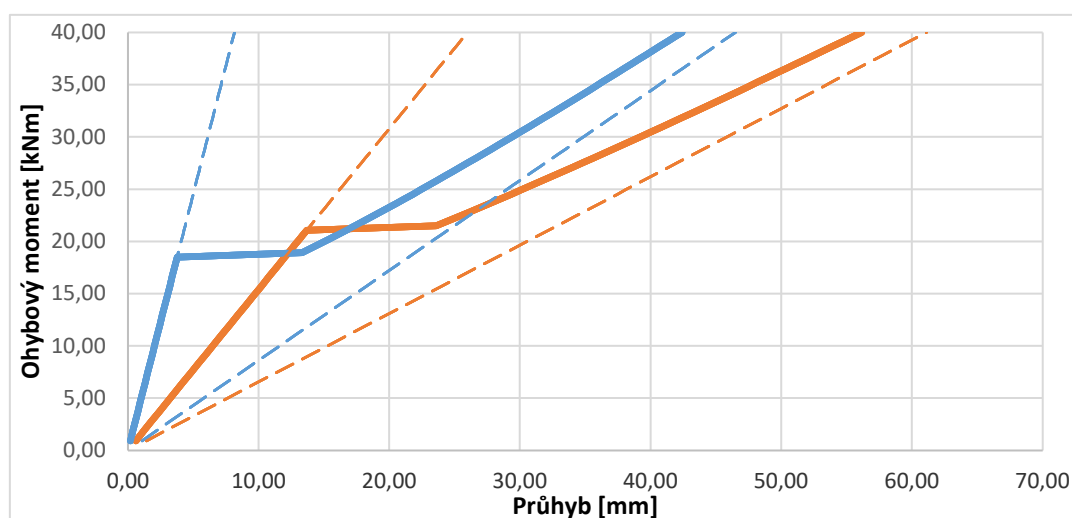
V současnosti je připravována rozsáhlá revize aktuální normy [4], jejíž vydání jako 2. edice se předpokládá v letech 2021–2022. Podle prvotních informací by změny z hlediska přímého výpočtů průhybů neměly být zásadní, bude se však jednat o doplnění stávajícího textu. Důležitým ustanovením bude omezení minimální hodnoty součinitele tahového zpevnění

$$\zeta \geq 0,6 \quad (4.35)$$

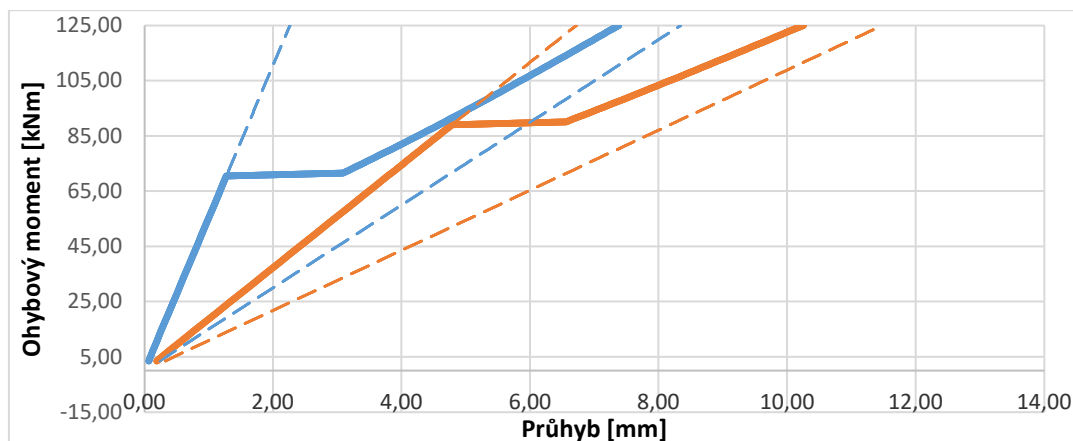
S podmínkou (4.35) je uvažováno v celém následujícím textu.



Obr. 4.10: Průhyb desky tl. 150 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,27\%$, $\rho_{s2} = 0$



Obr. 4.11: Průhyb desky tl. 200 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,50\%$, $\rho_{s2} = 0$



Obr. 4.12: Průhyb průvlaku (b . h) 400x600 mm, beton C25/30, $\rho_{s1} = 0,71\%$, $\rho_{s2} = 0$

4.5.1 Postup podle práce „Krüger/Mertzsch“ [22]

Tato metoda je založena na stejných předpokladech jako postup dle EN 1992-1-1 [4], kde však součinitel doby trvání zatížení je uvažován konstantou. Tento součinitel je v této metodě vyjádřen v závislosti na napětí v tažené výztuži pro průřez s plně rozvinutou trhlinou.

$$\beta_t = \beta_\sigma \frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \quad (4.36)$$

$$\beta_\sigma = 1 + \left(\frac{\sigma_s^{II}}{\sigma_{sr}^{II}} - 1 \right) \left(1 - \frac{\sigma_s^{II}}{f_{yk}} \right) \geq 1,0 \quad (4.37)$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s^{II} - \beta_t (\varepsilon_{sr}^I - \varepsilon_{sr}^{II}) = \varepsilon_s^{II} - \beta_\sigma \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 (\varepsilon_s^{II} - \varepsilon_s^I) \quad (4.38)$$

$$\zeta_\sigma = 1 - \beta_\sigma \left(\frac{\sigma_{sr}^{II}}{\sigma_s^{II}} \right)^2 \quad (4.39)$$

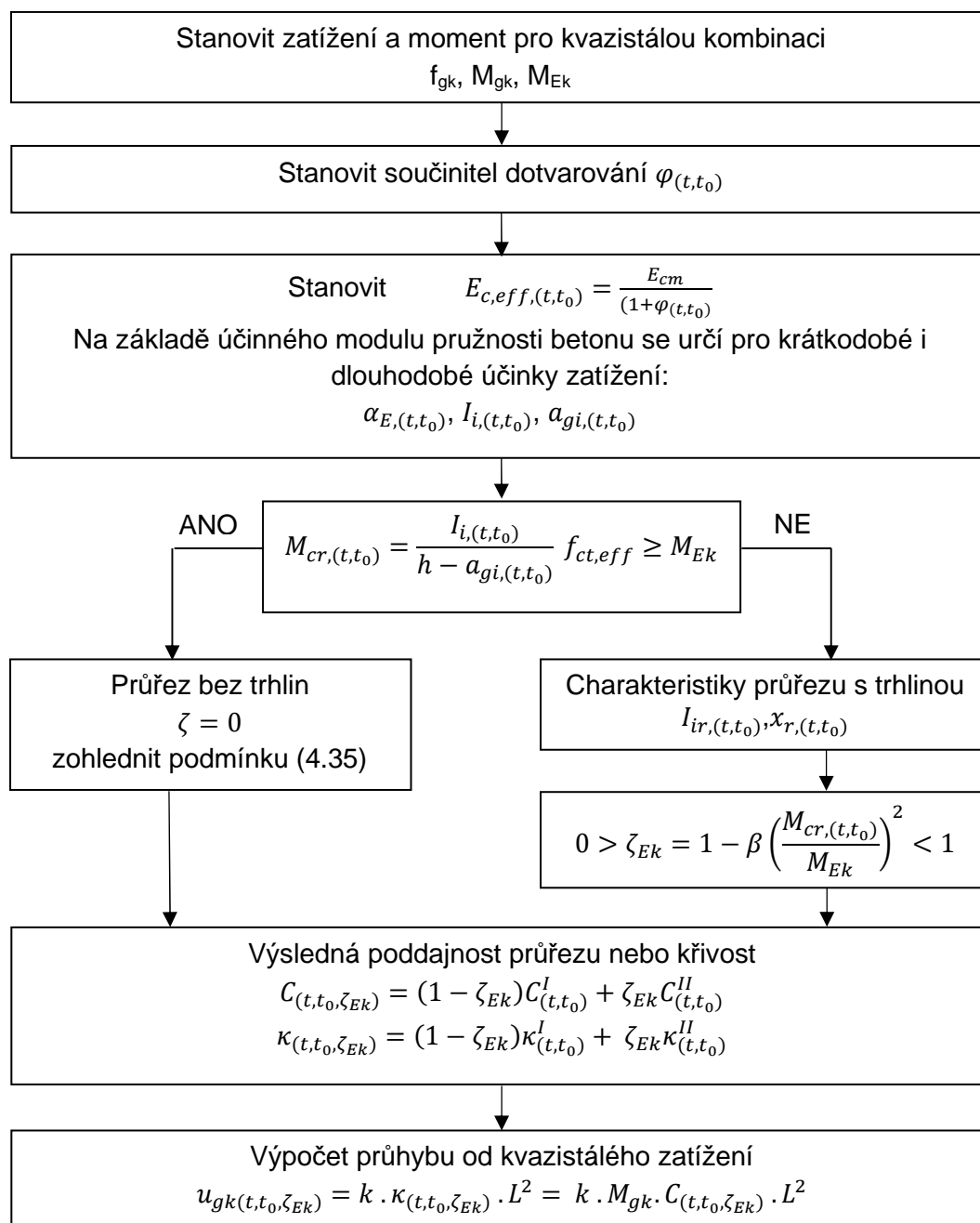
Hledaná deformační veličina se vypočte podle vztahu (4.30), kde se součinitel tahového zpevnění ζ nahradí součinitelem ζ_σ .

4.6 Stanovení průhybu od mechanického přetvoření dle ČSN EN 1992-1-1

Základním předpokladem pro výpočet průhybu je pružné působení betonu i oceli – nepředpokládá se, že by se materiály v provozním stavu dostaly mimo pružnou oblast pracovního digramu. Od okamžiku, kdy tažená betonová vlákna dosáhnou hodnoty $f_{ct,eff}$, se neuvažuje s možným zplaztizováním tažené části betonového průřezu a rovnou se předpokládá vznik trhliny. Pro stanovení průhybu železobetonových stropních konstrukcí je zcela podstatné, zda posuzovaný prvek bude v průběhu své životnosti porušen trhlinami, které výrazně snižují tuhost průřezu – viz 4.2. Dále je nutno ve výpočtu zohlednit přírůstek deformace vlivem dotvarování, který je i několikanásobně vyšší než okamžitý průhyb. Důležitý je rovněž časový okamžik, kdy dojde k aplikaci zatížení do posuzované konstrukce, neboť tento moment přímo ovlivňuje intenzitu dotvarování skrze součinitel dotvarování. Vliv smršťování betonu na konstrukci je uveden samostatně v 4.7.

4.6.1 Zatížení konstrukce na začátku jejího užívání

V následujícím vývojovém diagramu je zobrazen postup výpočtu průhybu vlivem ohybu železobetonových stropních konstrukcí bez vlivu normálové síly a aplikuje se pro okamžitý průhyb ($\varphi_{(t,t_0)} = 0$) i dlouhodobý průhyb s účinky dotvarování ($\varphi_{(t,t_0)} > 0$). Zcela záměrně je zde uvedeno rozdílné značení kvazistálého momentu M_{gk} , popřípadě zatížení f_{gk} , které se použije pro výpočet samotného průhybu, a charakteristického momentu M_{Ek} , který je dosazován do podmínky vzniku trhlin a výpočtu ζ . Vysvětlení je poskytnuto v odstavci 4.2.1.



Obr. 4.13 Vývojový diagram výpočtu průhybu

4.6.2 Přetížení a odtížení konstrukce v průběhu životnosti

Pokud je nutno stanovit průhyb od dodatečného trvale působícího zatížení f_{1k} , které zapůsobí v době t_1 (například nová příčka v průběhu provozu stavby), lze vyjít ze superpozice poměrných přetvoření, která lze aplikovat na základě principu linearitě popsaném ve vztahu (3.24)

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_{(t, t_0)}} (1 + \varphi_{(t, t_0)}) + \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{E_{(t, t_1)}} (1 + \varphi_{(t, t_1)}) \quad (4.40)$$

Pro výpočet výsledného průhybu je tedy nutno vyjádřit několik jeho dílčích složek a vztah (4.40) lze pak upravit následovně:

$$\begin{aligned} [u_{gk(t, t_0)} + u_{f1(t, t_1)}] &= u_{gk(t, t_0, \zeta_{Ek})} + u_{(gk+f1)(t, t_1, \zeta_{Ek+f1})} - u_{gk(t, t_1, \zeta_{Ek})} \\ u_{gk(t, t_0, \zeta_{Ek})} &= k \cdot M_{gk} \cdot C_{(t, t_0, \zeta_{Ek})} \cdot L^2 \\ u_{(gk+f1)(t, t_1, \zeta_{Ek+f1})} &= k \cdot (M_{gk} + M_{f1}) \cdot C_{(t, t_1, \zeta_{Ek+f1})} \cdot L^2 \\ u_{gk(t, t_1, \zeta_{Ek})} &= k \cdot M_{gk} \cdot C_{(t, t_1, \zeta_{Ek})} \cdot L^2 \end{aligned} \quad (4.41)$$

kde jednotlivé složky vyjadřují

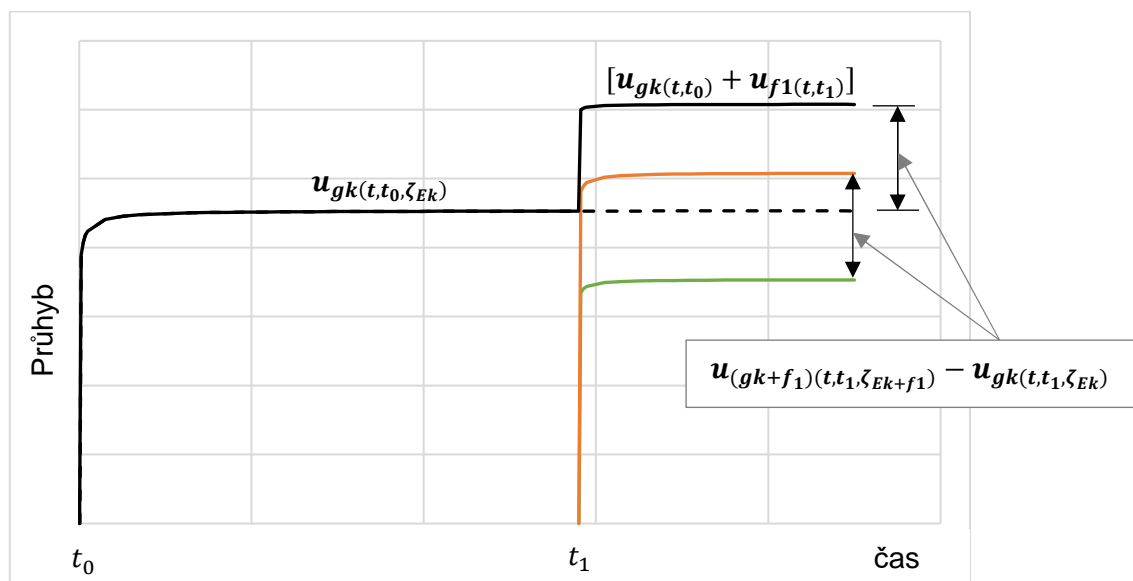
$[u_{gk(t, t_0)} + u_{f1(t, t_1)}]$	celkový průhyb od kvazistálého zatížení aplikovaného v době t_0 a přetížení aplikovaného v době t_1
$u_{gk(t, t_0, \zeta_{Ek})}$	dílčí průhyb od kvazistálého zatížení aplikovaného v době t_0
$u_{(gk+f1)(t, t_1, \zeta_{Ek+f1})}$	dílčí průhyb od kvazistálého zatížení a přetížení, obě složky aplikovány v době t_1
$u_{gk(t, t_1, \zeta_{Ek})}$	dílčí průhyb od kvazistálého zatížení aplikovaného v době t_1

Hodnoty α_E , I_i , a_{gi} , x_{ir} , I_{ir} , M_{cr} je nutno stanovit pro obě hodnoty součinitele dotvarování $\varphi_{(t, t_0)}$ a $\varphi_{(t, t_1)}$. Hodnoty součinitele tahového zpevnění ζ pro dílčí složky průhybu se získají z dané zatěžovací kombinace a příslušného kritického momentu na mezi vzniku trhlin. Jednotlivé dílčí průhyby se stanoví za použití vývojového diagramu znázorněného na Obr. 4.13 za použití příslušných veličin uvedených v indexech.

Přírůstek průhybu od přetížení v okamžiku t_1 a následného dotvarování se pak vyjádří rozdílem mezi celkovou hodnotou průhybu v čase t a hodnotou průhybu těsně před přetížením.

$$\Delta u = [u_{gk(t, t_0)} + u_{f1(t, t_1)}] - u_{gk(t_1, t_0, \zeta_{Ek})} \quad (4.42)$$

Graficky je vztah (4.41) uveden na obrázku Obr. 4.14, kde černá plná linie představuje celkový průhyb $u_{gk(t,t_0,\zeta_{Ek})}$ do okamžiku aplikace přetížení a následně po jeho aplikaci $[u_{gk(t,t_0)} + u_{f1(t,t_1)}]$. Černě čárkovaně je pak naznačen vývoj stávajícího průhybu, pokud by přetížení aplikováno nebylo. Křivky zelené barvy $u_{gk(t,t_1,\zeta_{Ek})}$ a oranžové barvy $u_{(gk+f1)(t,t_1,\zeta_{Ek+f1})}$ představují dílčí pomyslné složky průhybu od zatížení pouze primárního a primárního včetně přetížení, pokud by veškerá zatížení byla aplikována v okamžiku t_1 . Hledaný je právě rozdíl přetvoření mezi těmito složkami, který je následně přičten k průhybu $u_{gk(t,t_0,\zeta_{Ek})}$ od primárního zatížení aplikovaného v okamžiku t_0 .

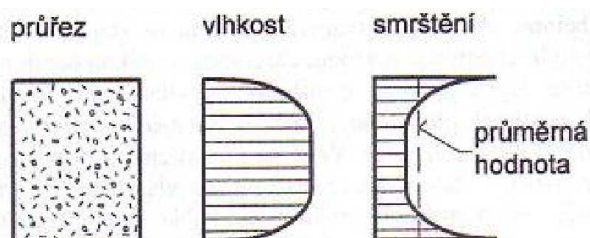


Obr. 4.14: Vývoj průhybu železobetonového panelu přetíženého v okamžiku t_1

4.7 Stanovení průhybu vlivem smršťování betonu (reologické přetvoření)

4.7.1 Vliv smršťování na železobetonové prvky

Intenzita smršťování po ploše průřezu je závislá na mikrostruktuře materiálu a nestacionárních veličinách jako lokální teplota a vlhkost v daném bodě průřezu [17], [47]. Pro běžné konstrukce pozemních staveb lze však přijmout zjednodušení, kdy se smršťování uvažuje konstantní průměrnou hodnotou po celém průřezu.



Obr. 4.15: Průběh vlhkosti a smršťování po výšce příčného řezu [17]

Sledujeme-li tedy betonový prut s průřezem o rozměrech $b \cdot h$ bez jakékoliv ocelové výztuže umístěné v průřezu, jenž není vystaven účinkům silového i nesilového zatížení vyvolávajících další deformace, potom s přihlédnutím ke zmíněnému zjednodušení poměrné přetvoření vlivem smršťování betonu tohoto prutu je stejné v každém bodě průřezu a dosahuje hodnoty $-\varepsilon_{cs}$ (viz kapitola 3.1.2b). Celková změna délky prutu dosahuje hodnoty $-\varepsilon_{cs} \cdot L$. Jelikož ocel smršťování nepodléhá a její modul pružnosti několikanásobně převyšuje modul pružnosti betonu, je zřejmé, že každý ocelový prut umístěný v průřezu bude aktivně bránit smršťování betonu ve svém okolí.

Vzhledem k tomu, že smršťování lze řadit mezi dlouhodobé účinky, bude i zde hrát významnou roli dotvarování betonu. Podle [26] je síla, která je vyvozována smršťujícím se betonem na ocelovou výztuž, dotvarováním významně redukována, což se projevuje jako zvětšení poměrného přetvoření sledovaného úseku prvku, potažmo jeho křivosti. Z tohoto důvodu se zde uplatní součinitel dotvarování redukující modul pružnosti $E_{c,eff}$.

Aktuálně užívané modely výpočtu přetvoření železobetonových prvků vlivem smršťování betonu předpokládají rovněž stanovení křivosti pro dvě limitní stádia průřezu a to:

- Průřez bez trhliny
- Průřez s plně rozvinutou trhlinou

Zohlednění spolupůsobení betonu s výztuží mezi trhlinami po jejich vzniku se provede součinitelem tahového zpevnění ζ stanoveným v odstavci 4.4. Tlačená výška betonového průřezu je určena v 4.2.2.

4.7.2 Stanovení křivosti silovou metodou podle [26]

Pokud je požadováno určení křivosti pouze vlivem smršťování betonu, pak vztahy (4.22) a (4.23) z odstavce 4.3 upravíme následovně.

$$\delta_{10} = \delta_{20} = -\varepsilon_{cs}(t) \quad (4.43)$$

- pro průřez neporušený trhlinami

$$\varepsilon_{c1} = -\varepsilon_{cs}(t) + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} I_c} \frac{h}{2} \right)$$

$$\varepsilon_{c2} = -\varepsilon_{cs}(t) + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} I_c} \frac{-h}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} I_c} \frac{-h}{2} \right)$$

- pro průřez s plně rozvinutou trhlinou

$$\varepsilon_{c1} = -\varepsilon_{cs}(t) + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} I_c} \left(h - \frac{x_r}{2} \right) \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} I_c} \left(h - \frac{x_r}{2} \right) \right)$$

$$\varepsilon_{c2} = -\varepsilon_{cs}(t) + X_1 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s1}}{E_{c,eff} I_c} \frac{-x_r}{2} \right) + X_2 \left(\frac{1}{E_{c,eff} A_c} + \frac{z_{s2}}{E_{c,eff} I_c} \frac{-x_r}{2} \right)$$

4.7.3 Postup dle ČSN EN 1992-1-1 [4]

Aktuální norma zavádí zjednodušený výpočet křivosti vlivem smršťování betonu pro železobetonový průřez bez trhlin a s plně rozvinutou trhlinou, který je založen na podílu statického momentu výztuže a momentu setrvačnosti, násobeného ε_{cs} a podílem modulů pružnosti $\alpha_E = E_s/E_{e,ff}$.

$$\text{Průřez bez trhliny } \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{s,i}}{I_i} \quad (4.44)$$

$$\text{Průřez s trhlinou } \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_{s,ir}}{I_{ir}} \quad (4.45)$$

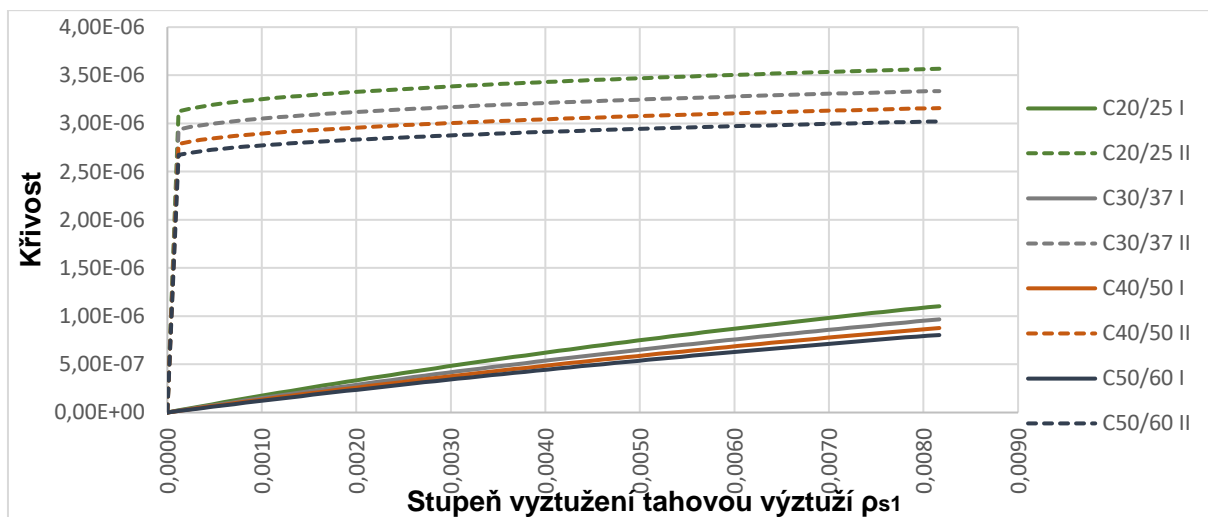
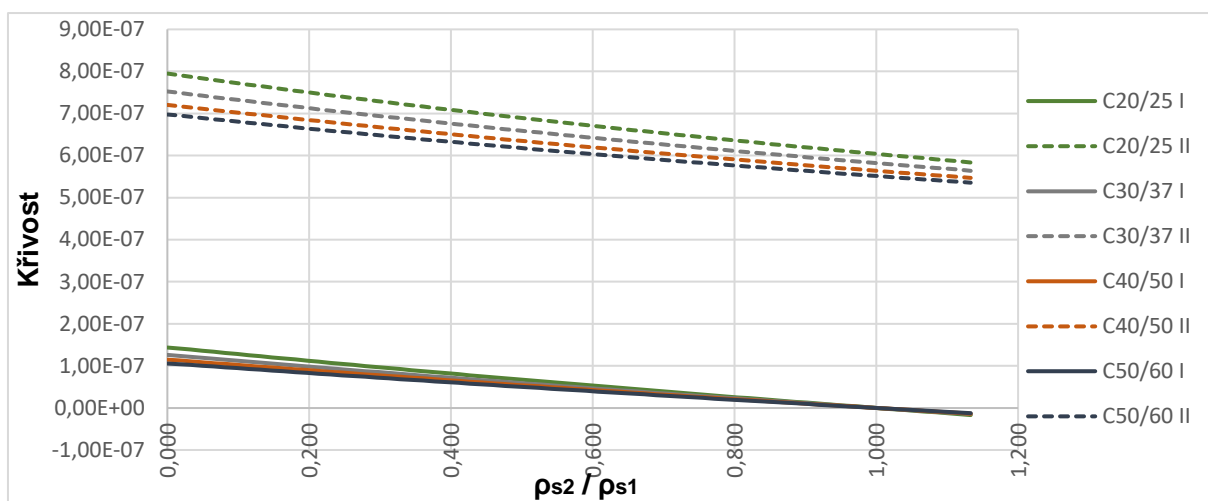
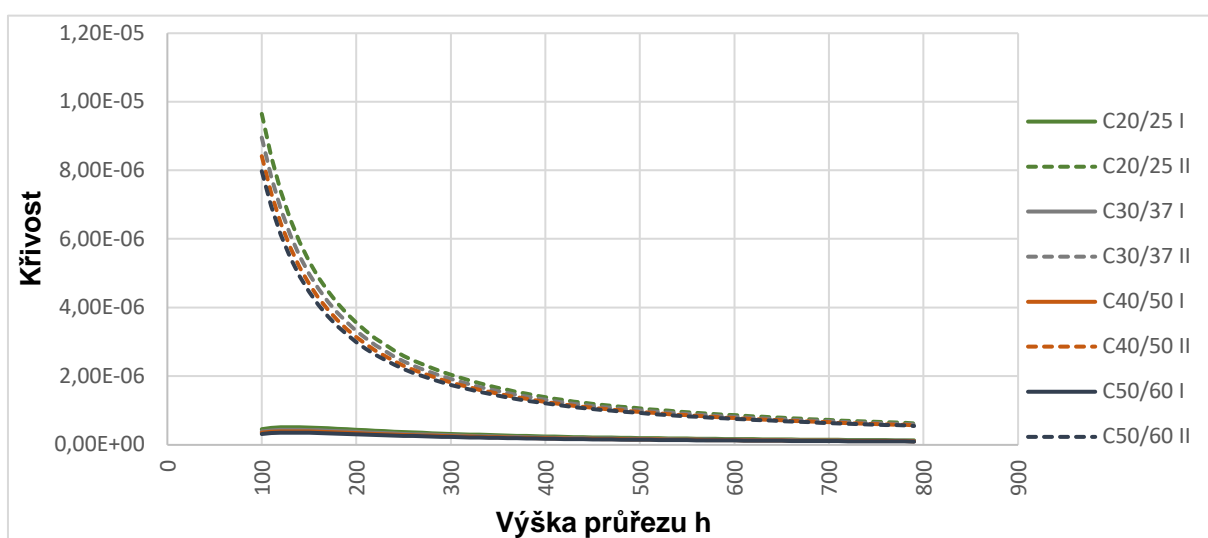
$S_{s,i}$, $S_{s,ir}$ je statický moment průřezové plochy výztuže k neutrálné ose pro průřez bez trhliny a s trhlinou

4.7.4 Smršťování železobetonových prvků v závislosti na způsobu a stupni vyztužení

Na Obr. 4.16 je znázorněna závislost křivosti od účinků celkového smršťování betonu sledovaného úseku prutového prvku na stupni vyztužení tahovou výztuží, výztuž v tlačené části průřezu zde není uvažována. Z grafu je patrné, že se vzrůstajícím stupněm vyztužení roste i křivost, rozdíl je výraznější především u průřezu neoslabeného trhlinou.

Z tohoto hlediska se tedy jeví jako vhodné umisťovat ocelovou výztuž i do tlačené zóny, jak je vidět na Obr. 4.17. Tam jsou znázorněny křivosti od účinků celkového smršťování betonu sledovaného úseku prutového prvku v závislosti na podílu plochy tlačené výztuže ku ploše tažené výztuže při konstantním stupni vyztužení taženou výztuží. V daném případě sledujeme, že při podílu 1,0 lze pro průřezy bez trhlin účinky smrštění na průhyb zcela vyloučit, pro průřez s trhlinami pak cca. o 12 % snížit v závislosti na třídě betonu – pro nižší třídy betonu je redukce vyšší.

Na Obr. 4.18 je pak znázorněna závislost křivosti od účinků celkového smršťování betonu na výšce průřezu při konstantním stupni vyztužení a šířce průřezu. Z jasně definované závislosti, kdy křivost klesá se zvyšujícím se průřezem, pozorujeme, že největší vliv má smršťování právě u prvků do tloušťky cca. 250 mm, tj. především u desek. Pokud tloušťku budeme od této hranice snižovat, lze pozorovat strmý nárůst křivosti v řádu i stovek procent. Naopak pokud výška od této hranice poroste, křivost se sníží, ale její pokles nebude již tak výrazný.

Obr. 4.16: příklad vlivu smršťování v závislosti na tažené výztuži, $h = 200$ mmObr. 4.17: příklad vlivu smršťování v závislosti na tlačené výztuži, $h = 650$ mm, $\rho_{s1} = 0,0025$ Obr. 4.18: příklad vlivu smršťování v závislosti na výšce průřezu, $\rho_{s1} = 0,0025$, $\rho_{s2} = 0$

5 VYBRANÉ PŘEDPOKLADY PRO ANALÝZU STROPNÍ KONSTRUKCE PANELOVÝCH OBJEKTŮ

5.1 Způsob získávání vstupních informací o panelových dílcích

O vyztužení panelových dílců obecně existuje velice málo informací, neboť většina výkresů byla časem ztracena. K objektům lze zpravidla dohledat stavební dokumentaci včetně kladečích plánů, které ale neříkají nic o parametrech jednotlivých dílců s výjimkou rozměrů. K novějším soustavám jsou často k dispozici katalogy dílců, které alespoň v lepším případě uvádějí jejich celkovou únosnost. Reverzním výpočtem z této únosnosti za podmínky znalosti použitých materiálů pak lze získat základní představu o vyztužení dílců pouze na základě studia podkladů. Ke starším soustavám však takové katalogy často neexistují, nebo obsahují velice málo informací a je tedy nutné získávat data provedením sond přímo na stavbách.

Ve zpřístupněných objektech ve spolupráci s Ing. Luděkem Vejvarou Ph.D. byly provedeny průzkumy a lokální sondy s cílem získat základní data umožňující posouzení dle aktuálně platné teorie mezních stavů obsažené v Eurokódu. Získané informace jsou však vzhledem k počtu provedených diagnostik poměrně omezené a je vhodné dále doplňovat výsledky průzkumů z dalších objektů.



Obr. 5.1: Vyhledávač kovových výztuží v betonu TC-110 (www.proinex.cz)

Prováděné průzkumy spočívaly v nalezení rastru prutů hlavní nosné výztuže vyhledávače typu TC-110 (Obr. 5.1) založeného na pulzní – indukční technologii, jehož pomocí bylo stanoveno také orientační krytí, případně dimenze profilů. Pokud to bylo umožněno, byl následně u zkoumaného panelu ve středu rozpětí odhalen jeden prut nosné výztuže, u něhož byl s použitím posuvného měřítka zjištěn průměr, dále krytí a typ žebírkování pro určení třídy použité betonářské oceli. Tyto údaje pak byly porovnány s daty získanými z pulzního vyhledávače a vztaženy i na ostatní pruty vyhledané v nosném směru. Rozdělovací výztuž odhalována zpravidla nebyla a její množství lze stanovit z konstrukčních zásad stanovené příslušnou normou v době návrhu konstrukce – pro výpočty není ale často podstatná. Zkoušky pro stanovení třídy betonu a jeho modulu pružnosti nebyly prováděny. U obnaženého prutu byla případně ověřena míra karbonatace betonu pomocí 5% roztoku fenolftaleinu v 70% ethylalkoholu.

5.2 Zatížení konstrukce

5.2.1 Přítěžování stávající stropní konstrukce

Výpočet přítěžení např. příčkami je proveden po 50 - 60 letech provozu (podle typu soustavy) při respektování postupu uvedeném v odstavcích 4.6.1 a 4.6.2. Stanovení jednotlivých tuhostí průřezu je provedeno dle odstavců 4.2.1 a 4.2.2. Sledovaný okamžik je 90 let od uvedení do provozu, tedy za 30 let. Sledování delšího časového úseku z hlediska hodnot dotvarování již nemá smysl.

Dílčí průhyby stropních dílců jsou určeny pomocí různých lineárních metod, které jsou pak sumarizovány dle vztahu (4.41). Toto je přínosné především pro technickou praxi, jelikož ukazuje u daného typu konstrukcí citlivost výpočtu na vstupy a rozdíly mezi jednotlivými metodami.

Šířku trhlin deskových konstrukcí namáhaných ohybem bez významného osového tahu není nutno podle ČSN EN 1992-1-1 [4] posuzovat, pokud je tloušťka desky menší než 200 mm.

5.2.2 Kombinace podle starších předpisů

Norma ČSN 73 2001 z roku 1956 založená na stupni bezpečnosti konstrukcí vycházela zásadně z charakteristických zatížení, s únosností lze tedy porovnat kombinaci zatížení podle vztahu (5.4)

	Zatížení hlavní	Zatížení celkové
s_0	1,9	1,65

Tab. 5.1: Stupně bezpečnosti pro konstrukce namáhané prostým ohybem [52] dle ČSN 73 2001/56

Norma ČSN 73 1201 [9] je založená stejně jako Eurokód na oddělení mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti. Pro mezní stav únosnosti s jedním proměnným zatížením lze využít vztahu (5.1) ve kterém se součinitele upraví následovně:

$$\begin{aligned}\gamma_{G,j} &= 1,1 && \text{pro vlastní tíhu nosných prefabrikovaných konstrukcí} \\ \gamma_{G,j} &= 1,3 && \text{pro vlastní tíhu ostatních nenosných konstrukcí a vrstev} \\ \gamma_{Q,i} &= 1,4 && \text{pro proměnná zatížení}\end{aligned}$$

Jiné typy kombinací podle již neplatných norem nemají pro tuto práci žádný význam.

5.2.3 Kombinace zatížení dle ČSN EN 1990

Pro návrh a posuzování stavebních konstrukcí platí v současné době pouze soubor jednotných evropských norem, tzv. Eurokód. To se vztahuje jak na nové stavby, tak i na stávající upravované stavby – posuzování podle předpisů platných v době původního návrhu není přípustné. Pro stanovení kombinací zatížení pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti se tedy používá ČSN EN 1990 [1], která kombinace zatížení vymezuje takto:

a) Mezní stav únosnosti

$$\text{Rovnice 6.10} \quad E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

$$\text{Rovnice 6.10a} \quad E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.2)$$

$$\text{Rovnice 6.10b} \quad E_d = \sum_{j \geq 1} 0,85 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.3)$$

Je možné použít samostatně zjednodušenou rovnici 6.10 (číslování rovnic převzato přímo z normy), nebo větší z hodnot rovnic 6.10a nebo 6.10b. Eurokód nestanoví, která se pro daný případ použije, druhá varianta je však úspornější. Součinitele zatížení mají pro nepříznivý směr zatížení hodnoty $\gamma_{G,j} = 1,35$ a $\gamma_{Q,i} = 1,50$.

b) Mezní stav použitelnosti

- **Charakteristická kombinace** – užívá se pro nevratné stavy. U návrhu železobetonových konstrukcí by ze své podstaty měla být spojena s kritériem posouzení vzniku trhlin (podmínka (4.12) v odstavci 4.2.1.), neboť existuje poměrně vysoká pravděpodobnost, že k dané intenzitě zatížení během životnosti konstrukce dojde. Normy [1] a [4] však tuto skutečnost nezmiňují.

$$E_k = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.4)$$

- **Častá kombinace** – kombinace se používá pro vratné stavy. K praktickým výpočtům železobetonových konstrukcí nemá často velký význam, pokud není přímo stanoven požadovaný rozdíl například mezi průhyby při časté a kvazistálé kombinaci.

$$E_{fr,k} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

- **Kvazistálá kombinace** – kombinace se obvykle používá pro dlouhodobé účinky zatížení na konstrukci při ověření jejího vzhledu a použitelnosti. Je nejmenší za všech tří rovnic a má zásadní význam pro stanovení průhybů. Dosazení této hodnoty do podmínky (4.12) v odstavci 4.2.1. je však sporné.

$$E_{gk,k} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6)$$

Součinitelé a jednotlivé třídy zatížení, které norma používá, zde nejsou obsaženy. Práce se zaměřuje převážně na bytové a administrativní budovy a dané hodnoty budou obsaženy přímo v parametrech výpočtů. V rovnicích není zahrnut vliv předpětí, rovněž zde nejsou uvedeny kombinace mimořádných návrhových situací.

c) Možnost snížení součinitele stálého zatížení s ohledem na spolehlivost z hlediska ČSN EN 1990 [1]

Vzhledem k tomu, že bylo vyrobeno velké množství panelů pomocí kalibrované technologie a pravidelně byla prováděna jejich kontrola, nabízí se možnost, snížit hodnotu součinitele stálého zatížení pro vlastní tíhu betonového panelu na základě statistického výpočtu podle [1]. Na tomto základě lze uvažovat ve vztahu (5.1) s hodnotou $\gamma_{G,j} = 1,15$ pouze pro vlastní tíhu panelu (rovnicí 6.10). Součinitele pro podlahy, příčky a užité zatížení se použijí v nezměněné podobě.

5.3 Charakteristiky konstrukce pro výpočet

5.3.1 Ortotropie stropních panelů

Železobetonové stropní konstrukce ve vybraných panelových objektech jsou tvořeny panely tloušťky 120 – 150 mm, které jsou vyztuženy ve dvou směrech podle pravidel pro jednosměrně namáhanou desku a mohou být s i bez vylehčení. V hlavním směru kolmo k nosným stěnám je při spodním povrchu rozmístěna většina výztuže dimenzovaná na účinky ohybových momentů. V příčném směru se pak nachází pouze rozdělovací výztuž, která byla navrhována pouze z konstrukčních důvodů. Pro oba směry tedy lze zjistit zcela rozdílné tuhosti a to především, pokud je prvek kolmo k hlavní výztuži porušen trhlinami a k rozdělovací nikoliv. V tomto případě se tedy jedná o ortotropní úlohu.

Vzhledem ke geometrii posuzovaných stropních konstrukcí a omezení průhybu vyžadovaného běžnou stavební praxí jsou standardně splněny podmínky Kirchhoffovy teorie tenkých desek

$$u \leq \frac{L}{100} \quad (5.7)$$

$$h \leq \frac{L}{4} \quad (5.8)$$

Pak lze např. podle [29] a [50] zavést ohybové a kroutící momenty

$$M_x = \int \sigma_x z \, dz, \quad M_y = \int \sigma_y z \, dz \quad (5.9)$$

$$M_{xy} = M_{yx} = \int \tau_{xy} z \, dz \quad (5.10)$$

a posouvající síly

$$V_x = \int \tau_{xz} z \, dz, \quad V_y = \int \tau_{yz} z \, dz, \quad (5.11)$$

kde složky Cauchyho deformačního tenzoru jsou definovány jako

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}. \quad (5.12)$$

S využitím výše uvedených vztahů je pak definována rovnice

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ V_x \\ V_y \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & & & & & & & \\ D_{21} & D_{22} & & & & & & & \\ & & D_{33} & & & & & & \\ & & & D_{11} & D_3 & & & & \\ & & & & & D_{22} & D_3 & & \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_{xx} \\ w_{yy} \\ 2w_{xy} \\ w_{xxx} \\ w_{yyx} \\ w_{yyy} \\ w_{xxy} \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

D_{11}	ohybová tuhost v hlavním směru
D_{22}	ohybová tuhost v příčném směru
$D_{12} = D_{21}$	kontrakční tuhost
D_{33}	torzní tuhost
D_3	smíšená tuhost

Panelové stropní konstrukce lze zařadit do tzv. druhého druhu ortotropie, který je definován splněním podmínky

$$\kappa = \frac{D_3}{\sqrt{D_{11} D_{22}}} = 1, \quad (5.14)$$

kde

$$D_3 = 2D_{33} + D_{12}. \quad (5.15)$$

Podle [50] lze pak vztah (5.13) redukovat na izotropní s příčnou kontrakcí:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & \\ D_{21} & D_{22} & \\ & & D_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} w_{xx} \\ w_{yy} \\ 2w_{xy} \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

kde D_{11} a D_{22} jsou definovány v předešlých odstavcích a

$$D_{12} = \mu \sqrt{D_{11} D_{22}}$$

$$D_{33} = \frac{1 - \mu}{2} \sqrt{D_{11} D_{22}}$$
(5.17)

$$\mu = 0,15 \quad \text{pro beton.}$$
(5.18)

Vztahu (5.16) lze poměrně jednoduše využít v moderních programech MKP.

5.3.2 Použité výpočtové modely

a) Lineární ortotropní deska, deformační charakteristiky dle vztahu (4.30) [ORTO EC2, ζ 1x]

- součinitel fázového zpevnění je stanoven z charakteristické kombinace
- je použit součinitel fázového zpevnění v jedné úrovni

$$EI_{(t,t_i,\zeta_n)} = E_{cm(t,t_i)} \frac{I_{(t,t_i)}^I \cdot I_{(t,t_i)}^{II}}{(1 - \zeta_n) I_{(t,t_i)}^{II} + \zeta_n I_{(t,t_i)}^I}$$
(5.19)

- ortotropní tuhosti jsou po celé ploše konstantní

$$EI_{(t,t_0,\zeta_{Ek})} \gg u_{gk(t,t_0,\zeta_{Ek})}$$

$$EI_{(t,t_1,\zeta_{Ek+f1})} \gg u_{gk+f1(t,t_1,\zeta_{Ek+f1})}$$

$$EI_{(t,t_1,\zeta_{Ek})} \gg u_{gk(t,t_1,\zeta_{Ek})}$$

- použita sumace lineárních průhybů dle vztahu (4.41)

b) Lineární ortotropní deska, def. charakteristiky dle vztahu (4.31) [ORTO EC2, ζ 2x]

- součinitel fázového zpevnění je stanoven z charakteristické kombinace
- je použit součinitel fázového zpevnění ve dvou úrovních

$$EI_{(t,t_i,\zeta_n)} = E_{cm(t,t_i)} \frac{I_{(t,t_i)}^I \cdot I_{eff(t,t_i)}^{II}}{(1 - \zeta_n) I_{eff(t,t_i)}^{II} + \zeta_n I_{(t,t_i)}^I}$$
(5.20)

$$I_{eff(t,t_i,\zeta_n)}^{II} = \frac{I_{(t,t_i)}^I \cdot I_{(t,t_i)}^{II}}{(1 - \zeta_n) I_{(t,t_i)}^{II} + \zeta_n I_{(t,t_i)}^I}$$

- ortotropní tuhosti jsou po celé ploše konstantní

$$EI_{(t,t_0,\zeta_{Ek})} \gg u_{gk(t,t_0,\zeta_{Ek})}$$

$$EI_{(t,t_1,\zeta_{Ek+f1})} \gg u_{gk+f1(t,t_1,\zeta_{Ek+f1})}$$

$$EI_{(t,t_1,\zeta_{Ek})} \gg u_{gk(t,t_1,\zeta_{Ek})}$$

- použita sumace lineárních průhybů dle vztahu (4.41)

**c) MKP výpočet v softwaru SCIA Engineer, výpočet dle ČSN EN 1992-1-1 [4]
[SCIA EC2]**

- součinitel fázového zpevnění je stanoven z kvazistálé kombinace – nelze ovlivnit
- je použit součinitel fázového zpevnění v jedné úrovni
- ortotropní tuhosti jsou po ploše proměnné – interakční výpočet, jemnost je dána velikostí konečných prvků (standardně 0,15 m)
- normově závislý výpočet průhybů $u_{gk}(t, t_0, \zeta_{gk})$ $u_{gk+f1}(t, t_1, \zeta_{gk+f1})$ $u_{gk}(t, t_1, \zeta_{gk})$
- použita sumace lineárních průhybů dle vztahu (4.41)
- výpočet ohybových momentů jen pro izotropní desku bez oslabení

5.4 Spolupůsobení mezi stropními panely

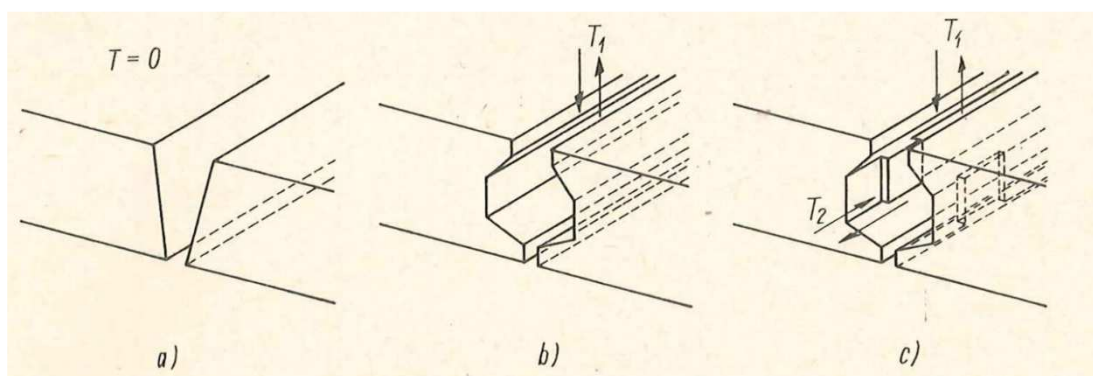
5.4.1 Spolupůsobení stropních panelů v odborné literatuře

Tato práce se zabývá především aplikaci získaných poznatků o mezním stavu použitelnosti na vybrané panelové systémy v západních Čechách. Tyto systémy byly obecně vyvíjeny ve výzkumných ústavech, k čemuž se vázala i řada provedených zkoušek, z nichž některé byly publikovány v odborných časopisech té doby a vedly k postupným úpravám především nosných konstrukcí. S postupem výstavby v čase lze sledovat i značné změny ve stropních konstrukcích, jejichž tuhost – výška s postupem poznání byla v návrzích postupně zvyšována právě pro omezení průhybu. Tyto objekty byly sice posuzovány z hlediska norem platných v dané době návrhu [9], [10], [11], [53] a výpočetních postupů [44], avšak při potřebě provádění stavebních úprav v těchto stavbách se musí obecně vycházet z dnes platných předpisů především [1], [2], [3], [4], [5], [6] a [8]. Musí se mít však na paměti, že jedním z hlavních faktorů při masové výstavbě byly co nejnižší náklady, tedy co nejvyšší využití materiálu a nelze tudíž jednoznačně prohlásit, že jakákoliv úprava je možná. Bohužel po roce 1989 většina dokumentace byla ztracena, a to i včetně armovacích výkresů, které jsou nezbytné jako vstupy pro další výpočty. Ze strany odborné veřejnosti je však těmto objektům věnováno velice málo prostoru, ačkoliv dané budovy tvoří stále značnou část bytového fondu v České republice a potřeba jejich úprav je neoddiskutovatelná.

Vzhledem k tomu, že panely byly uvažovány jako jednosměrně pnuté, byla u nich navržena hlavní nosná výztuž v nosném směru a rozdělovací výztuž ve směru kolmém dle tehdejších konstrukčních zásad pro prostý nosník. Podle [20] rozdělovací výztuž mezi panely ve spárách standardně propojována nebyla, do styku rovnoběžného s nosnou výztuží byla vkládána pouze podélná záhlívková výztuž. Nosná výztuž mezi stropními panely nad nosnými stěnami nebyla rovněž přímo propojována – stropní konstrukci tedy nelze uvažovat jako spojitý nosník. Nosná výztuž však byla nad stěnami ukončena háky nebo oky vyčnívajícími z panelu. Nad stěnou v závislosti na panelovém systému byla protažena podélná záhlívková (věncová) výztuž skrze oka hlavní výztuže panelů. Podle ustanovení směrnice [11], která byla ve své době závazná pro navrhování panelových budov, musela být příčná i podélná záhlívková výztuž navržena tak, aby přenesla tahovou sílu 15 kN/m' obvodu v rozmezí jednoho podlaží. Nutno však dodat, že některé systémy byly vyráběny před platností směrnice [11] a záhlívková výztuž zde tato pravidla nesplňuje, nebo zcela chybí. Problémem je velmi častá absence výkresů výztuže jednotlivých stropních dílců. Důležitým poznatkem je rovněž spolupůsobení stropních panelů mezi sebou.

5.4.2 Varianty tvarování boku stropních panelů panelových soustav

V průběhu historie navrhování panelových systémů se můžeme setkat s různými tvary těchto styků, které zásadním způsobem rozhodují o jejich únosnosti. Mají-li styčné plochy tvar znázorněný na Obr. 5.2a, nelze následkem objemových změn zálivkového betonu, při kterých vznikne trhlinka mezi hladkou plochou panelu a zálivky, uvažovat s jakýmkoliv přenosem smykových sil [48]. Tvar styku na Obr. 5.2b umožňuje přenášet svislé smykové síly. Pokud je styk doplněn o hmoždinky, může přenášet smykové síly i v rovině stropní desky – viz Obr. 5.2c. Podle experimentu [20] lze na styky schopné přenášet smykové síly za podmínky zabránění oddalování stropních dílců pohlízet jako na liniové klouby. V místě styku mají tedy sousední panely stejný průhyb ale rozdílné natočení vůči sobě. Při splnění všech podmínek však hraje zásadní roli skutečná kvalita provedení styku.



Obr. 5.2: Tvary bočních stykových ploch mezi stropními panely [48]

6 PANELOVÁ SOUSTAVA PS61

6.1 Vybrané charakteristiky systému pro účel práce

Návrhová norma: ČSN 73 2001/56

Období realizace: 1961 – 1965

Plzeň a západní Čechy. V Plzni: sídliště Slovany 1961 – 1965 (Koterovská, Nepomucká třída) a sídliště Doubravka 1962 – 1965. Ostatní místa v tehdejší západočeském kraji: (Rokycany, Klatovy)

6.1.1 Svislé nosné konstrukce

- osová vzdálenost příčných stěn: 3,85 m
- světlost místností: 3,60 m
- tloušťka nosných stěn: 250 mm
- konstrukční výška podlaží 2,75 m nebo 2,73 m podle použité výšky stropních panelů

6.1.2 Příčkové nenosné zdivo a bytová jádra

Příčky původně zděné z dutých cihel nebo příčkovek v tloušťce 65 mm o hmotnosti 145 kg/m². Mezibytové příčky jsou zděné zdvojené se vzduchovou dutinou, v celkové tloušťce 150 mm o hmotnosti 245 kg/m². Později nahrazeny betonovými příčkami z dílců tloušťky 60 mm z B 170. Původní bytová jádra byla v lehkém provedení s dřevěným a ocelovým roštem a umakartovými deskami.

6.1.3 Stávající skladba podlahy pro potřeby výpočtu

Tloušťka podlahy je 60 mm

- | | |
|----------------------------------|------------------------|
| - Skladba pokoje | 0,57 kN/m ² |
| - Předstíň, kuchyň koupelna s WC | 1,24 kN/m ² |

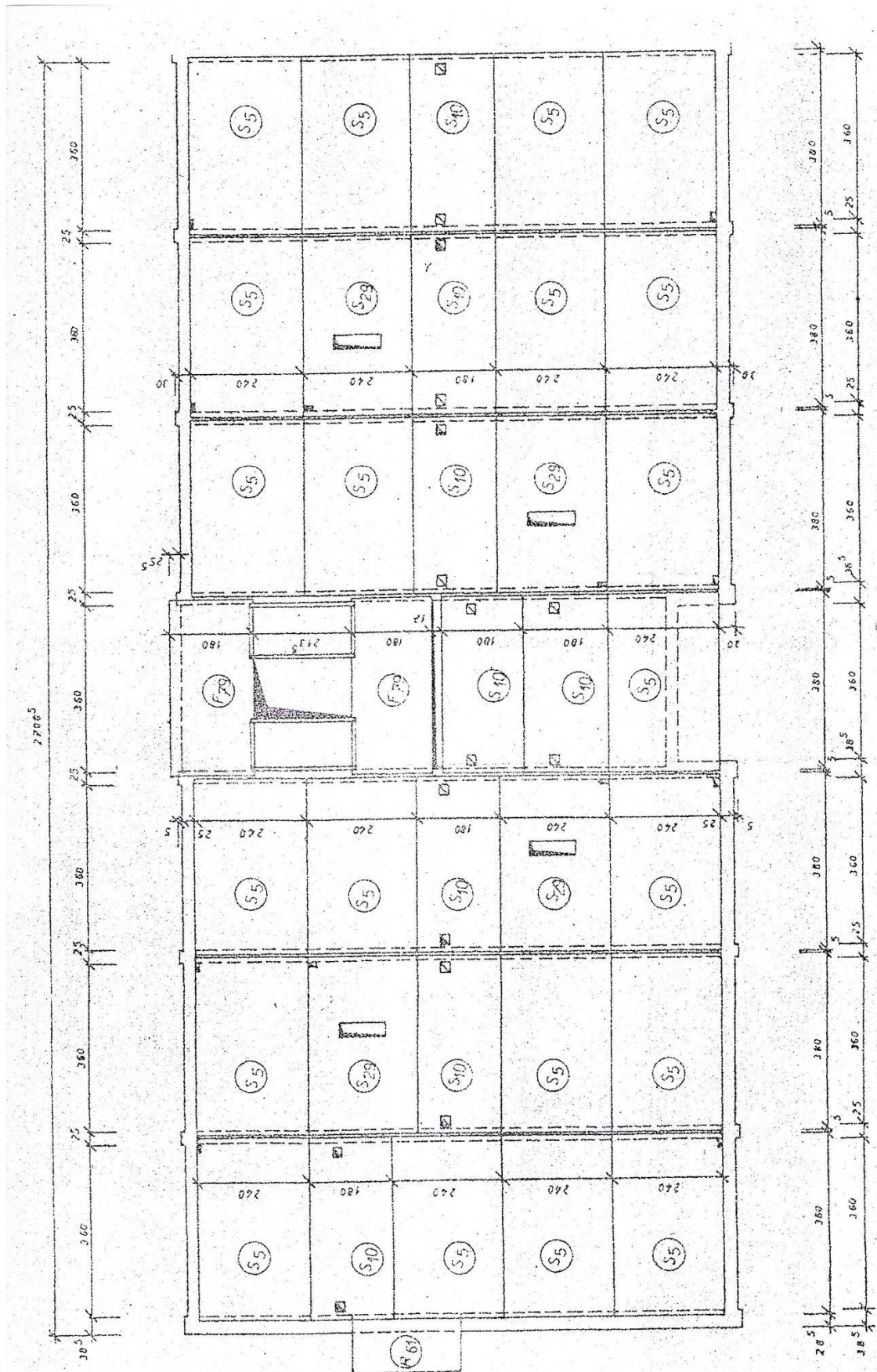
6.1.4 Popis stropní konstrukce

a) Základní údaje

Stropní konstrukce je celá montovaná z prefabrikátů. Dle dostupných pramenů se panely mohou vyskytovat ve dvou provedeních:

- dutinové stropní panely tloušťky 140 mm (období panelů ze soustavy T 16)
- plné stropní panely tloušťky 120 mm, použití od roku 1963 (autorovi však není znám jejich výskyt)

Základním skladebným rozměrem pro stropní panely je velikost 3,85 x 2,40 m. Dále jsou na objektech této soustavy použity panely se skladebnou šířkou 0,60, 1,20 a 1,80 m.



Obr. 6.1: Příklad výkresu skladby stropních panelů typického podlaží krajní sekce (Krejčíkova, Plzeň)

Jak je vidět na Obr. 6.1, lze panely ve výkresech skladby rozlišit podle účelu na

- Základní panely pro běžné stropní konstrukce zatížené pouze podlahou a užitným zatížením (S5). Tyto panely jsou však často nahrazovány dvěma dílci skladebné šířky 1200 mm
- Panely skladebné šířky 1,80 m (S10) ve středním pásu nesoucí zdvojené mezibytové příčky
- Instalační panely s prostupem 300x1000 zatížené instalačním jádrem. Standardní šířka panelu činí 2,40 m (S29), byly však používány i panely skladebné šířky 1,80 m doplněné panelem skladebné šířky 0,60 m

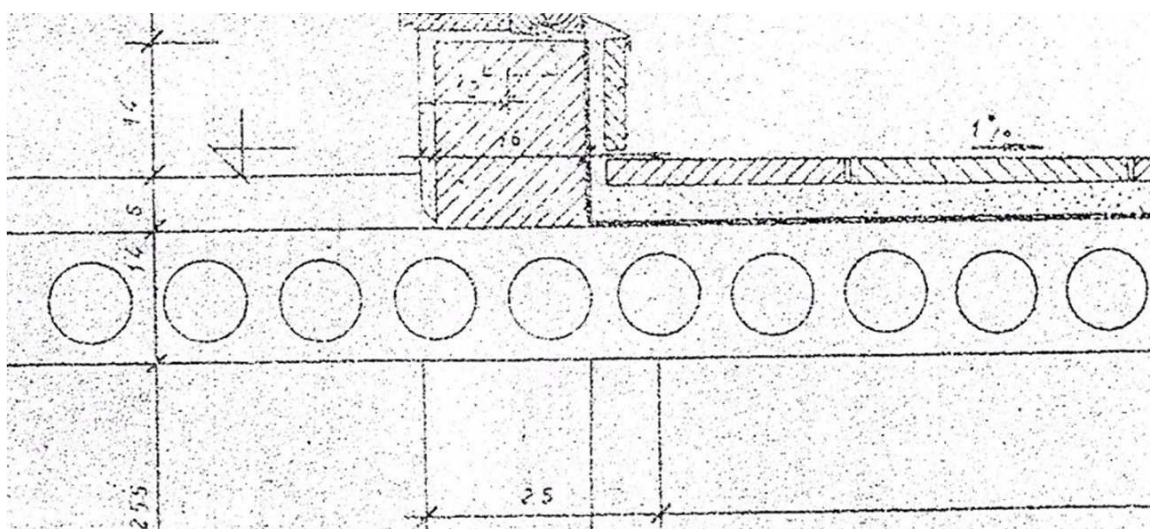
b) Výsledky průzkumů stropních dílců

Výkresy výztuže jednotlivých dílců se dochovaly. V archivech ani v dostupné literatuře nejsou tabelované únosnosti, na jejichž základě by zpětně dle normy platné v době návrhu šlo získat základní informace o vyztužení. Při výrobě panelu hrála roli i nekázeň v provádění a kontrole vyztužení. Zkoumány byly dále pouze dutinové panely tloušťky 140 mm.

Panely jsou z betonu značky 250 (označení dle ČSN 73 2001/56), který odpovídá značení podle EN 206 a v ČSN ISO 13822 třídě pevnosti C16/20. Třídou B250 potvrzují i pamětníci působící v odborné praxi v době návrhu těchto konstrukcí.

Dobetonování mezi stropními panely je z betonu B170. Čelní a boční plochy panelů jsou však hladké (Obr. 5.2 a). Spolupůsobení se sousedními panely není vhodné uvažovat.

Průměr vylehčovacích dutin pro stropy běžných podlaží byl odvozen z nalezeného detailu (Obr. 6.2) a orientačním přeměřením navrtáním několika dutin. Ukazuje se, že u všech zkoumaných panelů jsou vylehčovací dutiny průměru 70 ~ 80 mm, což je v souladu s předpokladem. Původní domněnka, že nosná výztuž je uspořádána mezi dutinami v osové vzdálenosti 125 mm se nepotvrdila. Zkoumáním u většiny panelů byla osová vzdálenost vyšší a často nepravidelná. To potvrdilo i odhalení některých prutů, které se nacházely přímo pod vylehčovací dutinou a neměly tak ze všech stran odpovídající krytí z hlediska soudržnosti.



Obr. 6.2: Příklad řezu dutinového stropního panelu v místě lodžie

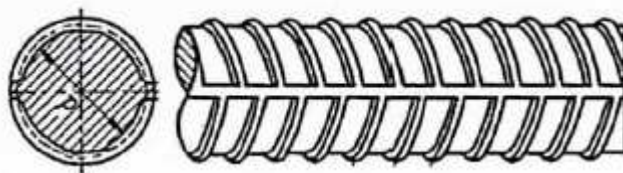
Betonářská výztuž profilu 10 mm užitá v běžných stropních panelech soustavy PS61 by měla odpovídat normě ČSN 41 0400, která platila od roku 1962 až do nahrazení normou ČSN 41 0425 na konci šedesátých let. Nalezené žebírování výztuže však hovoří spíše o použití ocele podle druhé ze jmenovaných norem. Vzhledem k této nejistotě je výpočet únosnosti proveden s ocelí 10 400, která má návrhovou pevnost 330 MPa. Nižší třída 10 300 byla u zkoumaných panelů vzhledem k žebírkům uspořádaných do tvaru písmene „V“ vyloučena. Pokud by byla použita ale třída 10 300 s návrhovou pevností 250 MPa ve stropních panelech, nebylo by možné z hlediska mezního stavu únosnosti z důvodu velmi malé rezervy v ohybu na tyto panely aplikovat žádné další přetížení.



Obr. 6.3: Žebrování prutu $\varnothing 10$ s orientační zkouškou karbonatice (Krejčíkova, Plzeň)



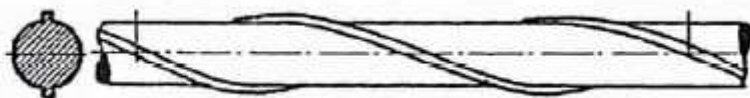
Obr.6.4: Žebrování prutu $\varnothing 10$ s orientační zkouškou karbonatice (Ke Špitálskému lesu, Plzeň)



Obr. 6.5: Žebrování výztuže 10 400 dle ČSN ISO 13822 [8]

Rozpor v žebírování výztuže běžných panelů byl prokázán u všech zkoumaných objektů. Pro příklad jsou zde uvedeny fotografie z ulic Krejčíkova (Obr. 6.3) a Ke Špitálskému lesu (Obr.6.4). Na Obr. 6.5 je pak původně očekávané rastrování výztuže třídy 10 400.

Pro hlavní nosnou výztuž instalačních panelů umístěnou mezi bokem panelu a instalačním otvorem byly nalezeny pruty výše uvedené třídy 10 400 v profilech 12 mm nebo 10 302 (TOR30) v profilech 14 mm vyráběné od roku 1960, jejíž návrhová hodnota pevnosti je 250 MPa. Třída výztuže 10 492 (Toros) vyráběná do roku 1965 má vzhledem k výrobnímu procesu skoro identické profilování povrchu jako třída 10 302, avšak vzhledem k problému soudržnosti a nejasnosti skutečně použité třídy je nutno uvažovat s třídou nižší, to znamená 10 302. Porovnání profilování je uvedeno na obrázcích Obr. 6.6 a Obr. 6.7.



Obr. 6.6: Profilování výztuže 10 492 a 10 302 dle ČSN ISO 13822 [8]



Obr. 6.7: Profilování nosného prutu Ø14 instalačního panelu (Ke Špitálskému lesu, Plzeň)

Skutečnou mez kluzu použitých ocelí na jednotlivé části konstrukce by bylo možné prokázat pouze na základě destruktivních zkoušek, které na konstrukci v provozu nelze aplikovat.

Při průzkumu byla i ojediněle odhalena rozdělovací výztuž, ačkoliv ta není pro výpočet únosnosti zcela podstatná. Jedná se zjevně o výztuž třídy 10 512 (ROXOR).



Obr.6.8: Obnažení prutu rozdělovací výztuže (Ke Špitálskému lesu, Plzeň)

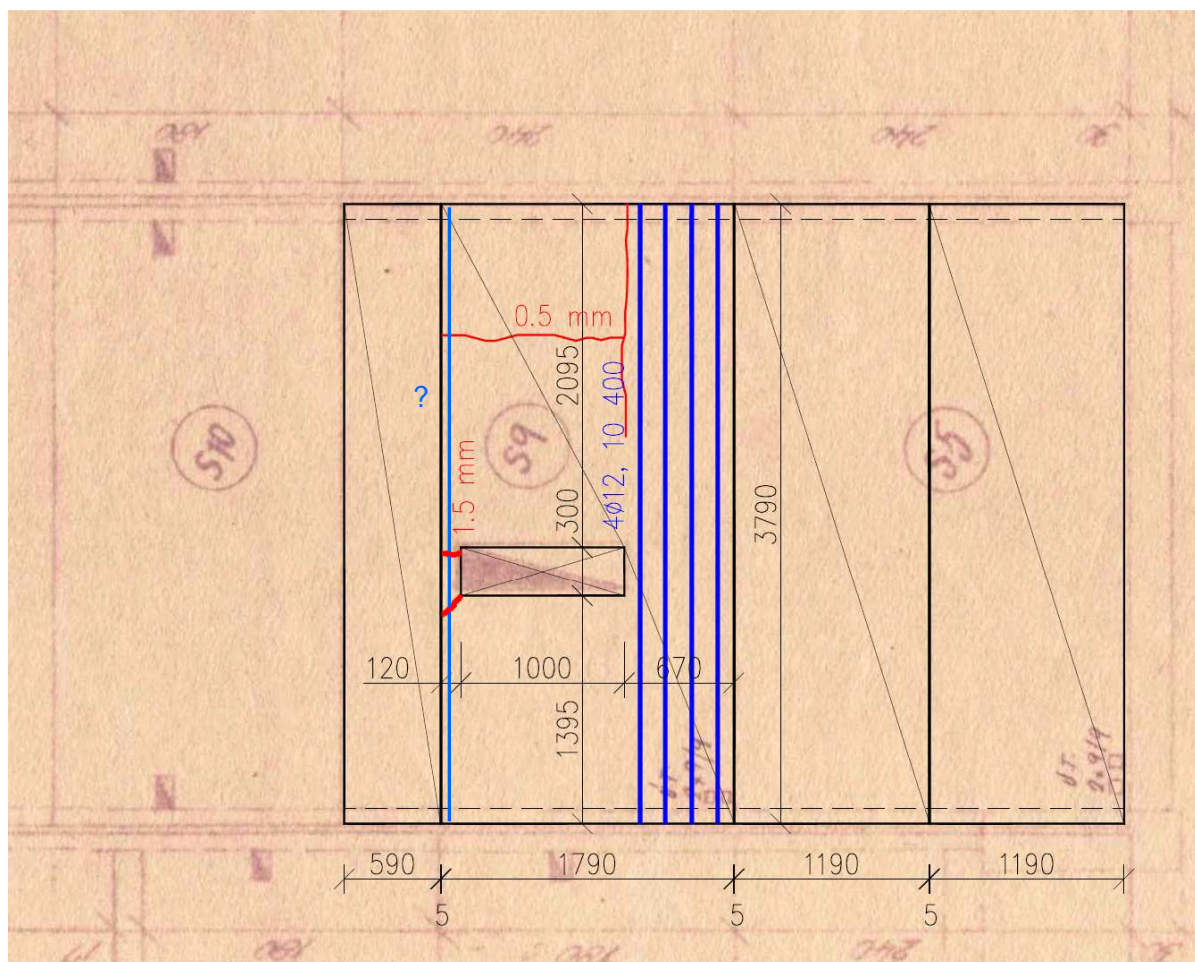
V následující tabulce Tab. 6.1 jsou uvedeny zkoumané typy panelů včetně jejich konfigurace zjištěné na základě výše popsaných průzkumů prováděných na vybraných objektech sídlišť Doubravka a Slovany. Seznam není zcela vyčerpávající a je nutné ho postupně doplňovat. Dobře lze na něm ale demonstrovat rozdílné vlastnosti jednotlivých panelových dílců, které by na první pohled měly být stejné. Uvedené hodnoty lze vztáhnout i na další objekty panelové soustavy PS61, avšak statik by vždy měl mít jistotu, o který dílec se jedná a zda údaje o jeho vyztužení jsou platné. Důvodem jsou různé nesrovnanosti v počtu použitých prutů a nekázeň při výrobě. Pulzním vyhledávačem byly často nalezeny různé počty prutů na vzorku zkoumaných panelů, ale z důvodu pojezdu sondy přes omítku a množství vylehčovacích dutin nemusely být zachyceny všechny pruty výztuže. Vyhledávání bylo však vždy provedeno min. na 3 panelech stejného typu v posuzovaném objektu.

Na základě zjištěného vyztužení, vylehčení a předpokladech o znalosti použitého materiálu byl proveden výpočet únosnosti panelů. Zde je nutno dodat, že původní ČSN 73 2001 byla založena na teorii stupně bezpečnosti, který pro stropní konstrukce stanovovala 1,9 při užití charakteristických zatížení. V současnosti je však při prokazování dostatečné únosnosti nutno konstrukci posuzovat výhradně podle teorie mezních stavů obsažené v souboru norem ČSN EN konkrétně pak dle ČSN EN 1992-1-1 [4]. Pro srovnání jsou zde však uvedeny nosnosti panelu podle obou zmíněných norem, aby bylo možno získat základní představu o rezervách konstrukce podle těchto norem.

označení	S5	S25	S6	S10	S9, S29
tloušťka	140				
šířka	2390	2390	1190	1790	2390
vylehčení	Ø75 a 125 mm				
beton	B250				
ocel	10400 ³⁾	10400 ³⁾	10400 ³⁾	10400 ³⁾	10302 ³⁾
počet prutů nosné výztuže	14Ø10	20Ø10	7Ø10 ¹⁾	14Ø10	2x6Ø14 ¹⁾
poznámka	běžný	zesílený	běžný	střední	instalační
$M_m/1,90$ (ČSN 73 2001) [kNm/m]	20,26	28,45	20,26	26,66	42,60
M_{Rd} (EC 2) [kNm/m]	16,32	22,65	16,32	21,28	33,38
V_{Rd} (EC 2) [kN/m]	23,2	23,2	23,2	23,2	22,8
<p>1) na sídlišti Slovany (Nepomucká 4) nalezeno zcela odlišně vyztužení</p> <p>2) na každé straně mezi bokem panelu a instalačním otvorem je umístěno 7Ø14 v ojedinělých případech 6Ø14, mezi nosnými pásy umístěno 7Ø10</p> <p>3) třída oceli stanovena na základě tvaru žebírek</p>					

Tab. 6.1: Informativní popis zkoumaných typů stropních panelů

Následující obrázek Obr. 6.9 ukazuje tvar instalačního panelu skladebné šířky 1,80 m s excentricky umístěným instalačním otvorem – původně byl v posuzovaném objektu předpokládán standardní instalační panel skladebné šířky 2,40 m. Tento panel se podařilo odhalit teprve po odstranění stávající zděné příčky oddělující předsíň od kuchyně a WC v objektu Nepomucká 4 v Plzni. Příčka byla umístěna v těsné blízkosti spáry uvedeného panelu. Tento panel byl však nedostatečně diagnostikován ohledně odkrytí výztuže z důvodu obav jeho dalšího porušení. Pulzním vyhledávačem byly v levé části mezi bokem panelu a instalačním otvorem široké 670 mm nalezeny pouze 4Ø12 z oceli třídy 10 400. V pravé části široké pouhých 120 mm výztuž nebyla spolehlivě prokázána – počet profilů, jejich průměr a krytí, popřípadě jiné provedení. Další výztuž nebyla v uvedené části nalezena. Panel vykazuje četné poruchy a na jakékoliv přetížení reaguje nadměrným zvyšováním průhybu, jak je dokumentováno v odstavci 2.4.2. Není ani zcela jasné, zda je splněn mezní stav únosnosti se stávajícím zatížením. Po ohledání panelu bylo zjištěno, že v pravé části široké 120 mm jsou 2 výrazné trhliny v blízkosti vnitřních rohů instalačního otvoru šířky 1,50 mm. Další trhliny viditelné u spodního povrchu a provedení sond výztuže jsou zaneseny na Obr. 6.9.



Obr. 6.9: Instalační panel šířky 1,80 m – tvar, skladba, trhliny

Vzhledem k nedostatku informací nelze tento instalační panel relevantně posoudit, pravděpodobně je do určité míry aktivováno spolupůsobení mezi panely. Při provádění stavebních úprav je nutno dbát toho, aby nedošlo ke zvýšení hladiny zatížení oproti stávajícímu. Jakékoliv zdivo zde nelze připustit, dělicí konstrukce musí být sádkartonové s jednoduchým opláštěním. Novou příčku mezi panely skladebné šířky 0,60 m a 1,80 m je vhodné postavit přímo na spáře mezi nimi. Obecně se mohou v různých objektech panelové soustavy PS 61 vyskytovat i jiné nevhodně uspořádané instalační panely.

Na obrázku Obr. 6.10 až Obr. 6.13 je dokumentován výše popsáný instalační panel šířky 1,80 m z objektu Nepomucká 175/4 v Plzni.



Obr. 6.10 Pohled na instalační panel šířky 1,80 m po vybourání příčky



Obr. 6.11: Pohled trhliny v okolí otvoru po vybourání příčky



Obr. 6.12: Trhlina vycházející z rohu otvoru instalačního panelu



Obr. 6.13: Trhlina vycházející z otvoru instalačního panelu

6.2 Modelový příklad přitížení samostatnou příčkou na panelu

Nová samostatná příčka na běžném panelu ve směru rozpětí tvoří základní a v praxi velmi častý případ, na kterém lze demonstrovat způsob posuzování těchto stropních konstrukcí. Pro výpočet byl zvolen běžný dutinový panel šířky 1,20 a 2,40 m, výšky 140 mm. Vyztužení těchto dílců je uvažováno dle Tab. 6.1. Statické rozpětí je 3,75 m

Nová příčka bude provedena z pórobetonu tl.100 mm omítnutá z obou stran (2,20 kN/bm) a bude umístěna podél rozpětí dílce:

Pro šířku 1,2 m ve dvou polohách – ve středu a na rozhraní dvou panelů s roznášením na vedlejší panel. Pro šířku 2,4 m ve 4 polohách – ve středu panelu, na jeho okraji bez roznášení na vedlejší panel a ve dvou mezilehlých polohách. Skladba podlahy je stávající o plošné hmotnosti 0,57 kN/m².

6.2.1 Posouzení únosnosti

Pro výpočet návrhového momentu bylo postupováno dle vztahu (5.1), přičemž součinitel stálého zatížení pro vlastní tíhu panelu byl snížen na hodnotu 1,15. Moment únosnosti je pak uveden v Tab. 6.1. Z níže uvedených hodnot je zřejmé, že panely meznímu stavu únosnosti vyhoví.

Panel (S5) skladebné šířky 2,4 m je nejvíce namáhán právě tehdy, když je příčka v krajní poloze. Návrhový ohybový moment je 13,5 kNm/m (82,7%).

Panel (S6) skladebné šířky 1,2 m je při umístění příčky do svého středu namáhán návrhovým ohybovým momentem 14,7 kNm/m (90,1%). Pokud bude příčka na rozhraní panelů, potom bude namáhání 12,5 kNm/m (76,6%).

6.2.2 Stanovení průhybu

Následující grafy zobrazují konečný průhyb stropního panelu (S6) a (S5) po 90 letech provozu konstrukce s dodatečně postavenou příčkou bez ohledu na MSÚ, která byla provedena ve stáří konstrukce 60 let. Průhyb je zobrazen na příčném řezu uprostřed stropního panelu a není v něm započten vliv autogenního smršťování a smršťování vysycháním dle odstavce 4.7.4.

Grafy průhybové čáry jsou rozděleny podle výpočtové metody. V následující tabulce jsou k příslušným grafům vypočteny ortotropní vlastnosti pro jednotlivé dílčí průhyby, které jsou pak sčítány dle vztahu (4.41).

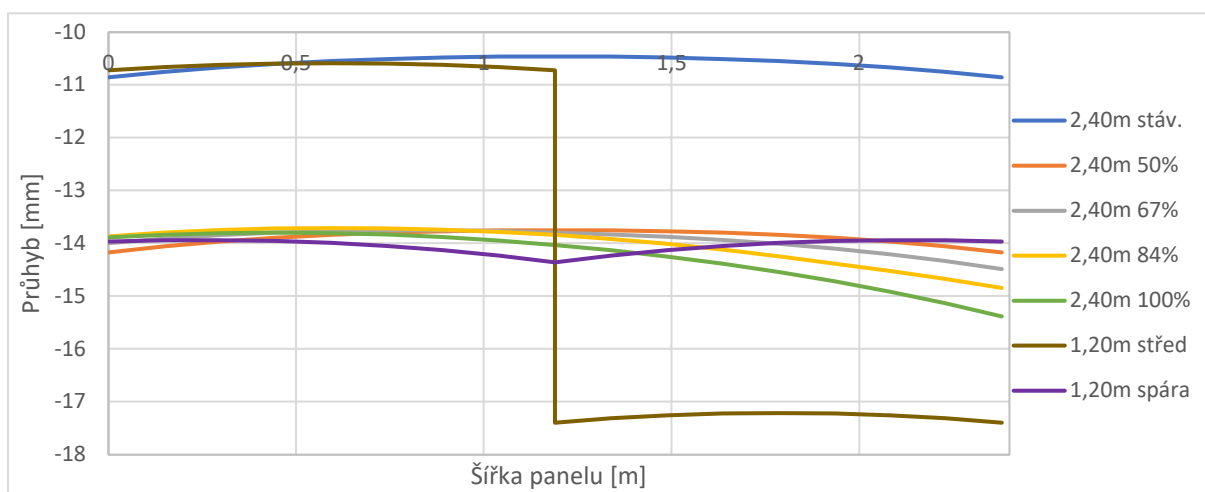
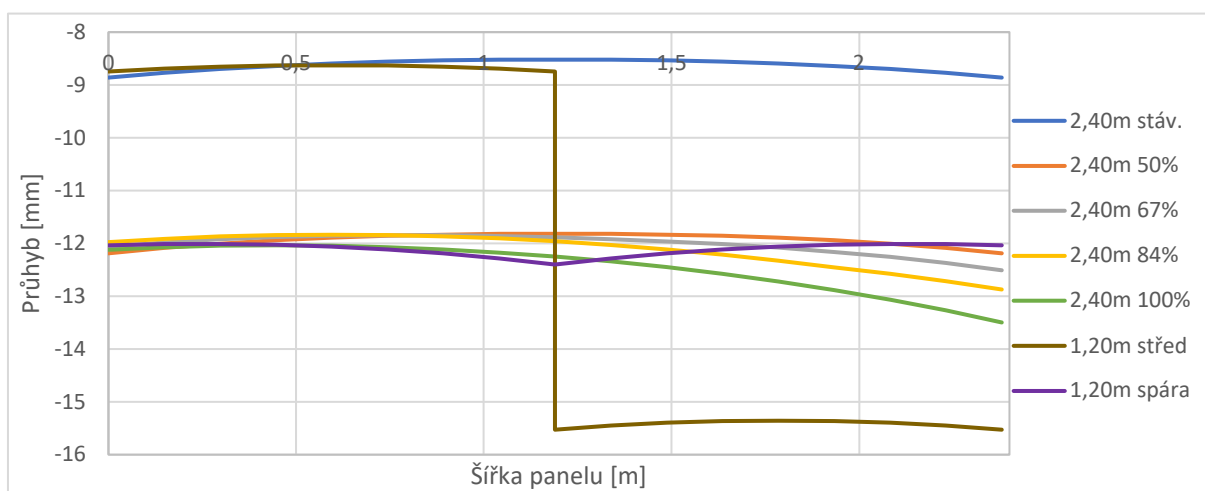
Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky			sekundární přetížení příčkou dlouhodobé účinky	
						střed	na dva panely
$t_0 - t$	roky	-	0 - 60	0 - 90	60 - 90	60 - 90	60 - 90
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800
$M_{f,1,k}$	kNm	-	8,0	8,0	8,0	11,3	9,7
α	-	-	27,03	27,07	12,59	12,59	12,59
charakteristiky průřezu - hlavní směr							
$M_{cr,1}$	kNm	-	6,86	6,86	6,29	6,29	6,29
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,632	0,632	0,691	0,844	0,790
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	2,349	2,349	2,236	2,236	2,236
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	0,903	0,904	0,506	0,506	0,506
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	1,167	1,168	0,665	0,576	0,605
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]							
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	0,8637	0,8633	1,0572	0,9150	0,9606
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm ²		0,1635	0,1634	0,2651	0,2467	0,2527
D_{33}	Nmm ²		0,4634	0,4629	0,7512	0,6989	0,7161
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]							
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,0599	1,0592	1,3504	1,0351	1,1347
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm ²		0,1812	0,1810	0,2997	0,2624	0,2747
D_{33}	Nmm ²		0,5133	0,5128	0,8490	0,7433	0,7783

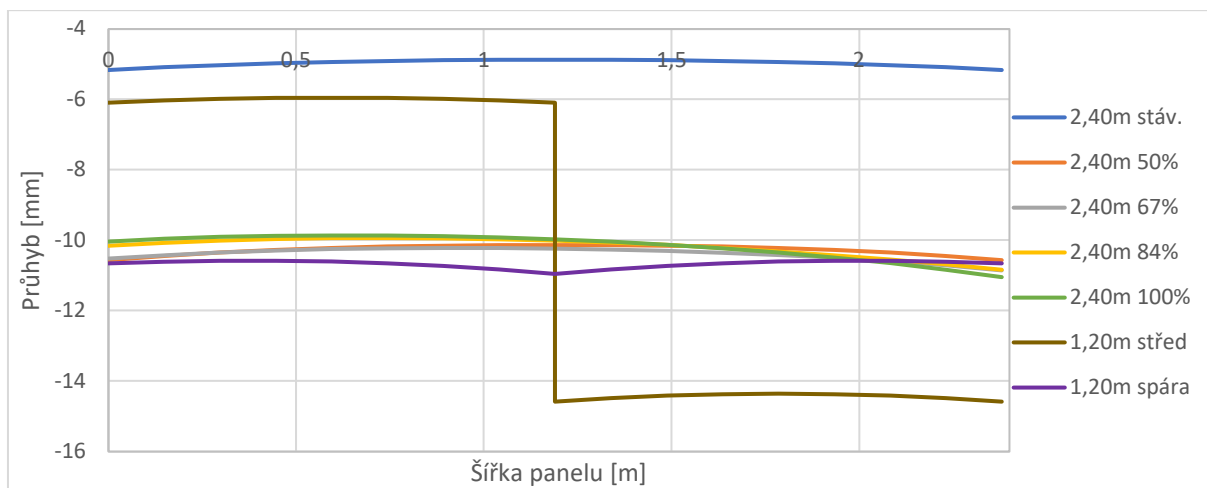
Tab. 6.2: Tuhosti ortotropního panelu (S6) zatíženého příčkou

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky			sekundární přetížení příčkou dlouhodobé účinky ve vzdálenosti d(x) od kraje panelu			
						50%	67%	84%	100%
$t_0 - t$	roky	-	0 - 60	0 - 90	60 - 90	60 - 90			
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800
$M_{f,1,k}$	kNm	-	8,0	8,0	8,0	9,6	9,7	9,8	10,2
α	-	-	27,03	27,07	12,59	12,59	12,59	12,59	12,59
charakteristiky průřezu - hlavní směr									
$M_{cr,1}$	kNm	-	6,86	6,86	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,632	0,632	0,691	0,785	0,790	0,794	0,810
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	2,349	2,349	2,236	2,236	2,236	2,236	2,236

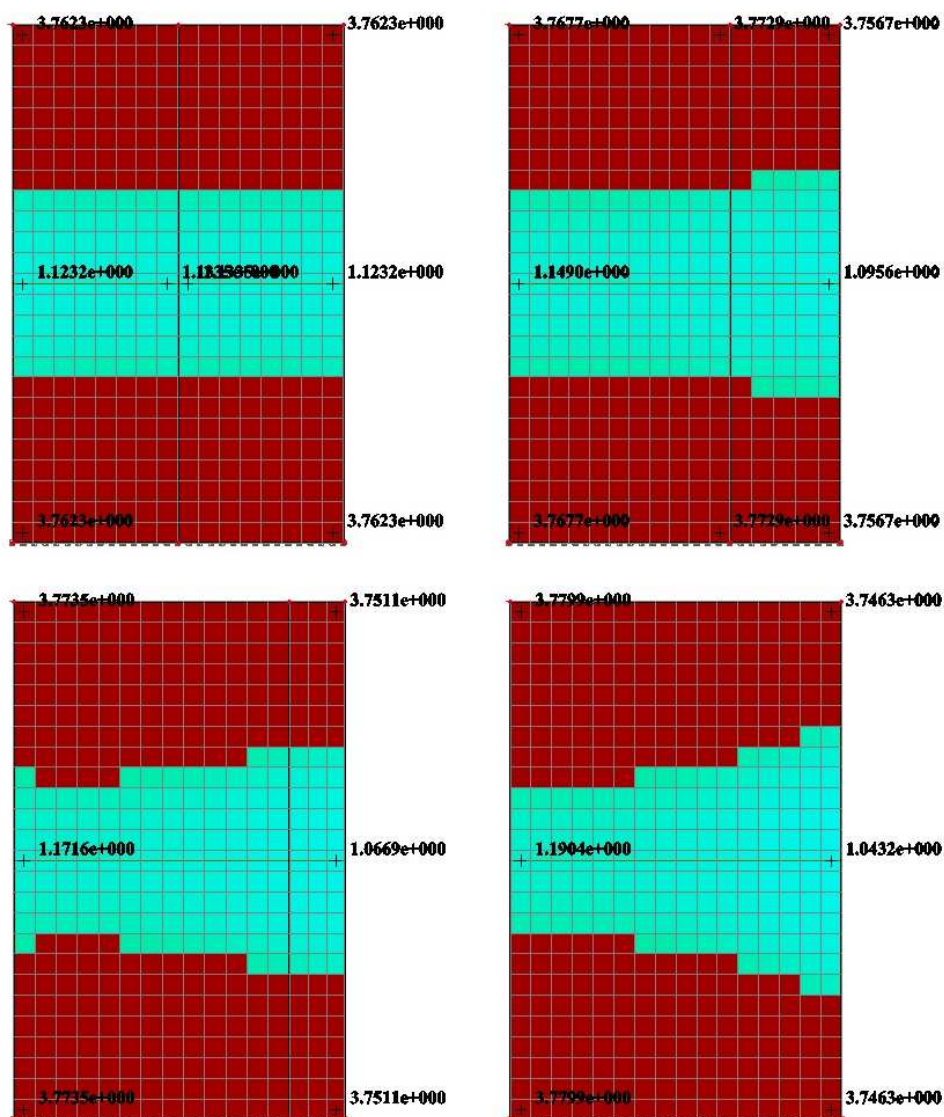
I_{II_1}	mm^3	1,E+08	0,903	0,904	0,506	0,506	0,506	0,506	0,506
$I_{II_{eff,1}}$	mm^4	1,E+08	1,167	1,168	0,665	0,607	0,605	0,602	0,594
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2, $\zeta 1x$]									
D_{11}	Nmm^2	1,00E+12	0,8637	0,8633	1,0572	0,9645	0,9606	0,9568	0,9431
D_{22}	Nmm^2		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm^2		0,1635	0,1634	0,2651	0,2532	0,2527	0,2522	0,2504
D_{33}	Nmm^2		0,4634	0,4629	0,7512	0,7175	0,7161	0,7147	0,7095
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2, $\zeta 2x$]									
D_{11}	Nmm^2	1,00E+12	1,0599	1,0592	1,3504	1,1433	1,1347	1,1264	1,0962
D_{22}	Nmm^2		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm^2		0,1812	0,1810	0,2997	0,2757	0,2747	0,2737	0,2700
D_{33}	Nmm^2		0,5133	0,5128	0,8490	0,7812	0,7783	0,7754	0,7650

Tab. 6.3: Tuhosti ortotropního panelu (S5) zatíženého příčkou

Obr. 6.14: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [ORTO EC2, $\zeta 1x$]Obr. 6.15: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [ORTO EC2, $\zeta 2x$]



Obr. 6.16: Průhyb panelu šířky 2,40 m ve středu rozpětí zatíženého příčkou v různých polohách, metoda [SCIA EC2]



Obr. 6.17: Interakčně stanovené tuhosti D_{11} ($\text{MPa}\cdot\text{m}^4$) pomocí SCIA Engineer dle EC2 – poloha příčky uprostřed, dvě mezilehlé polohy a na kraji; 60 – 90 let

Při prověření tuhostí D_{11} pro různé metody podle EN je zřejmé, že u zjednodušené metody se součinitelem fázového zpevnění v jedné úrovni jsou nejnižší, což má za následek největší průhyby. Pokud je však součinitel použit ve dvou úrovních, tuhost D_{11} se zvyšuje o 10 až 20% a je dokonce větší než tuhosti získané interakčním výpočtem na Obr. 6.17. Vzhledem k zjednodušenému vztažení na celou plochu je ale průhyb stále větší než u zmíněného interakčního postupu, ale významně se mu přibližuje.

Ze získaných výsledků průhybů bez uvažování smrštění pro panel (S5) skladebné šířky 2,40 m zatížený příčkou ve všech čtyřech polohách lze konstatovat, že bude splněno kritérium max. celkového průhybu

$$u_{fin} \leq \frac{L}{250} = \frac{3750}{250} = 15,0 \text{ mm}$$

a kritérium max. průhybu od zabudování prvku

$$\Delta u \leq \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

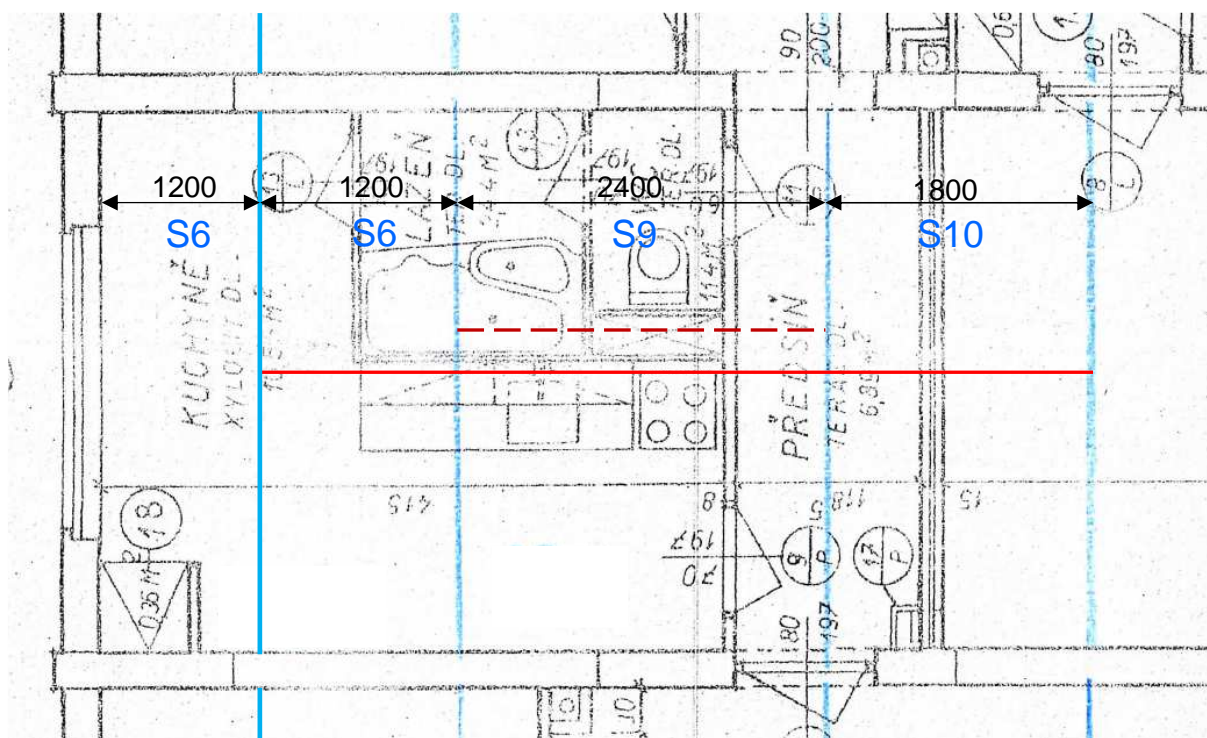
Příčku umístěnou na kraji panelu je však vhodné vždy umístit tak, aby spočívala na styku mezi dvěma panely a zatížení se tak mezi ně rovnoměrně rozložilo. Při uvažování zvýšení původního průhybu o cca. 20% vlivem smršťování betonu konstrukce bude na hranici průhybu 15 mm.

Panel (S6) skladebné šířky 1,20 m zatížený příčkou ve svém středu je na hranici obou uvedených limitních hodnot bez uvažování smršťování a provedení příčky musí být tedy výrazně lehčí. Pokud však bude příčka zhotovena na rozhraní dvou panelů (S6), průhyb bude nepatrně vyšší, než v případě panelu (S5) zatíženého v linii uprostřed.

6.3 Modelový příklad nového jádra umístěného v dispozici

6.3.1 Dispoziční uspořádání vůči konstrukci

Celková rekonstrukce jádra je stále nejčastějším případem stavebních úprav v rámci bytové jednotky, se kterým se lze setkat. Vzhledem k tomu, že stávající umakartové jádro je velice lehké, vyžaduje nový návrh vždy zvýšenou pozornost. S odkazem na poruchy uvedené v odstavci 2.4.2 jsou vypracovány dvě varianty přetížení, které spočívají v různých hmotnostních přetížení při zachování stávajícího dispozičního uspořádání. Pro výpočet jsou uvažovány dutinové panely výšky 140 mm dle následujícího schématu.

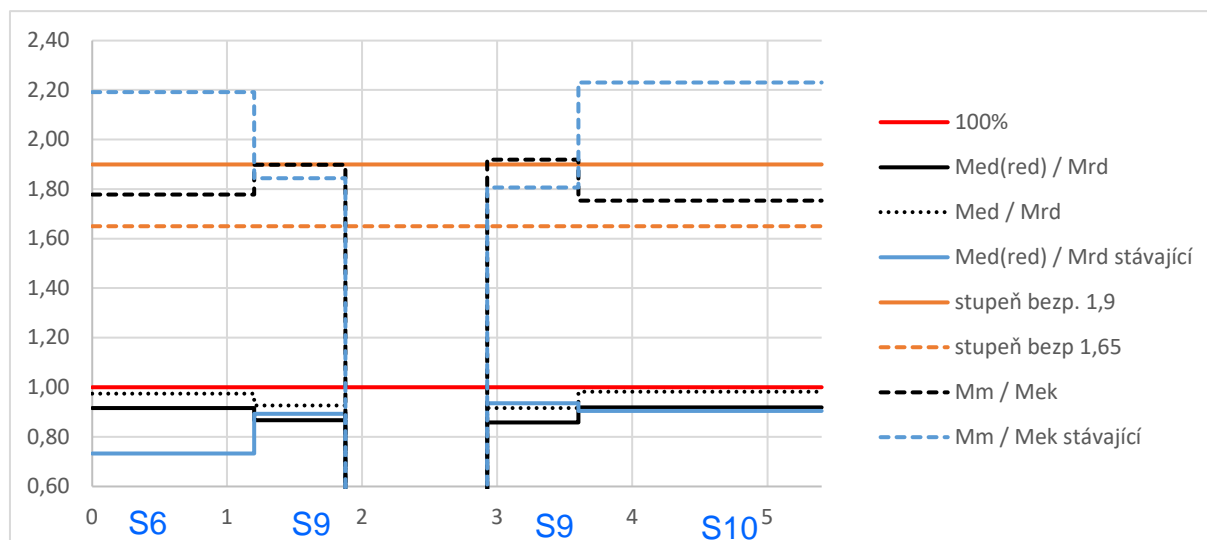


Obr. 6.18: Dispoziční uspořádání vůči panelům

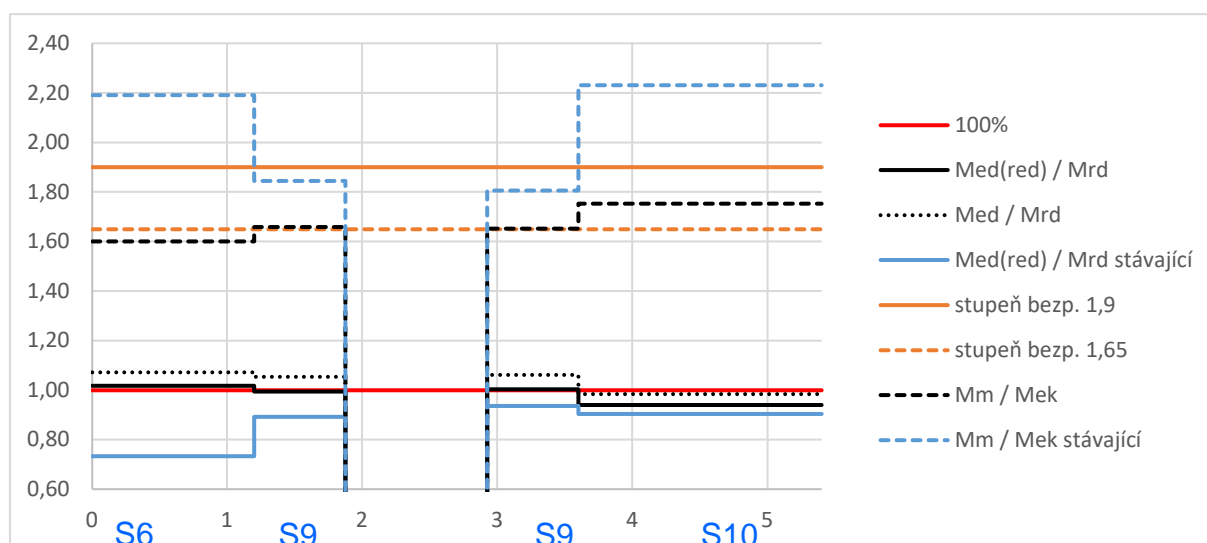
- Stávající stav hmotnost stávajícího jádra zanedbána, uvažovány stávající zděné těžké příčky a podlahy dle bodu 6.1
- Varianta 1 stávající těžká příčka u jádra nahrazena včetně jádra pórobetonovým zdivem s jednostranným obkladem do výšky 2,0 m (1,6 – 2,3 kN/m), podlaha v koupelně opatřena dlažbou na stávající skladbu (přetížení o 0,33 kN/m²)
- Varianta 2 stávající těžké příčky ponechány, nové jádro provedeno z pórobetonových příček tl. 100 mm s jednostranným obkladem do výšky 2,0 m (2,3 – 2,7 kN/m), nová skladba podlah v celé ploše (přetížení o 0,76 kN/m²) – zjevné přetížení viz odstavec 2.4.2

Výpočetní varianta 2 je spojená s přímým pozorováním závažných poruch spojených s užíváním bytové jednotky pod posuzovaným stropem v objektu Nepomucká 4 v Plzni (popis sledovaných poruch viz odstavec 2.4.2). V tomto objektu byl ale nakonec objeven jiný typ instalačního panelu – viz odstavec 6.1.4.

6.3.2 Posouzení únosnosti



Obr. 6.19: Posouzení MSÚ – zatěžovací varianta 1



Obr. 6.20: Posouzení MSÚ – zatěžovací varianta 2

Z grafů je patrné, že provedení varianty 1 bude bezpečné z hlediska mezního stavu únosnosti. Panel (S6) vykazuje stále rezervu 8,4 % a panel (S9) 12,8 %. Naproti tomu varianta 2 je z hlediska únosnosti nevyhovující – panel (S6) překračuje návrhový moment o 1,8 % a panel (S9) je využit takřka na 100 %. Pro posouzení ohybových momentů bylo uvažováno s redukcí součinitele vlastní tíhy panelu. V grafech jsou dále informativně uvedeny výsledky podle stupně bezpečnosti, které ale nejsou pro posouzení rozhodující.

6.3.3 Stanovení průhybu

Před samotným výpočtem průhybů pro všechny 3 zatěžovací varianty bylo z momentů kvazistálé kombinace ověřeno napětí v tlačené zóně betonu a v tažené výztuži za použití okamžitých charakteristik (bez vlivu součinitele dotvarování) pro průřez se zcela rozvinutou trhlinou dle odstavce 4.2.2. Hodnoty napětí jsou uvedeny v následující tabulce.

		Panel (S6) 7Ø10	Panel (S9)		Panel (S10)	
			vlevo	vpravo		
celková šířka [m]		1,20	2,40		1,80	
započitatelná výztuž		7Ø10	2x 6Ø14		14Ø10	
$I_{ir,st}$	mm ⁴ /m	3,114E+07	7,010E+07	7,010E+07	3,964E+07	
$X_{r,st}$	mm	24,1	37,7	37,7	27,4	
M_{gk}	kNm/m	Stávající	7,37	15,51	17,06	12,96
		Var. 1	9,53	15,73	16,60	13,42
		Var. 2	10,81	18,74	20,26	13,42
$ \sigma_c $	MPa	Stávající	5,71	8,34	9,17	8,95
		Var. 1	7,39	8,45	8,92	9,26
		Var. 2	8,38	10,07	10,89	9,26
$ \sigma_s $	MPa	Stávající	156,95	125,80	138,31	209,43
		Var. 1	202,96	127,54	134,61	216,87
		Var. 2	230,21	151,98	164,26	216,87

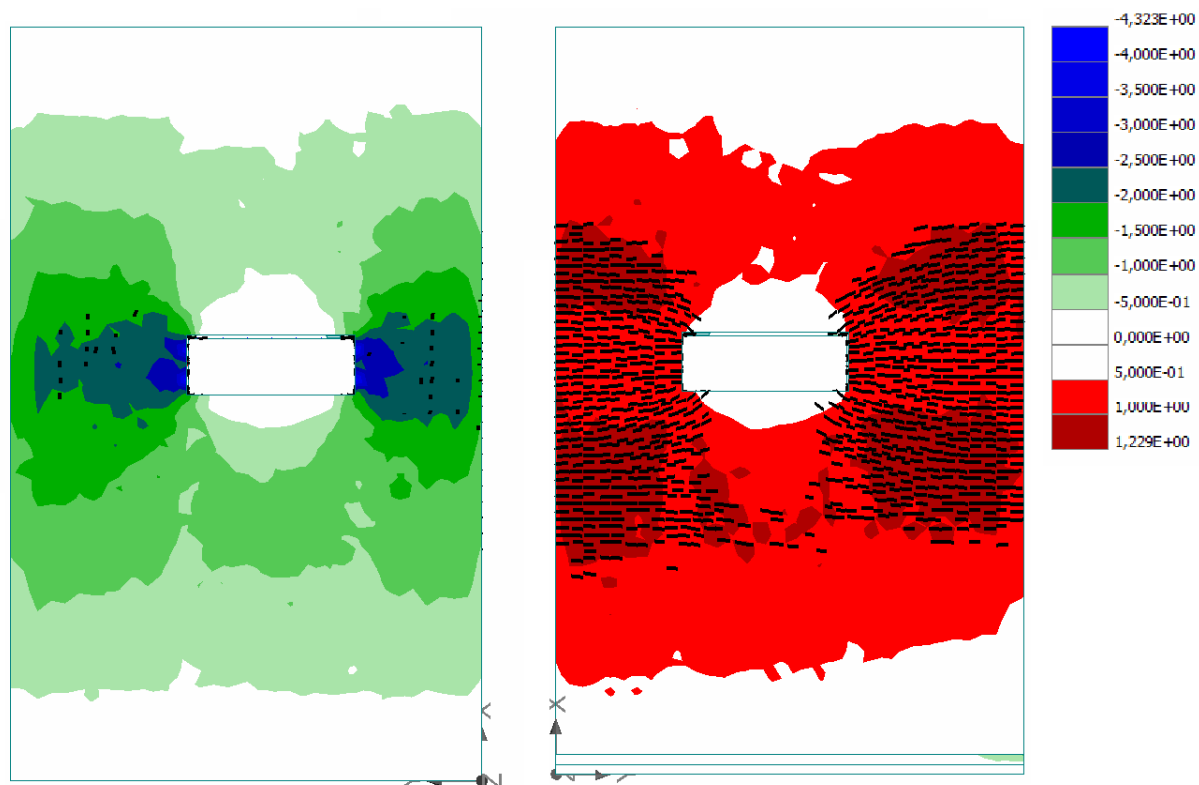
Tab. 6.4: Výpočet napětí v tlačené zóně betonu a ve výztuži

Pro panel (S6) a (S10) byly ohybové momenty stanoveny odečtením ve středu rozpětí, pro panel (S9) pak v místě otvoru (červená čárkovaná čára na Obr. 6.18) s následným zprůměrováním momentů samostatně v pásech na celou šířku ležících vlevo a vpravo od instalačního otvoru – nebyly tedy uvažovány napjatostní špičky. Z Tab. 6.4 je patrné, že pouze panel (S6) splňuje podmínku vztahu (3.22), která v aplikaci na beton B 250 zní:

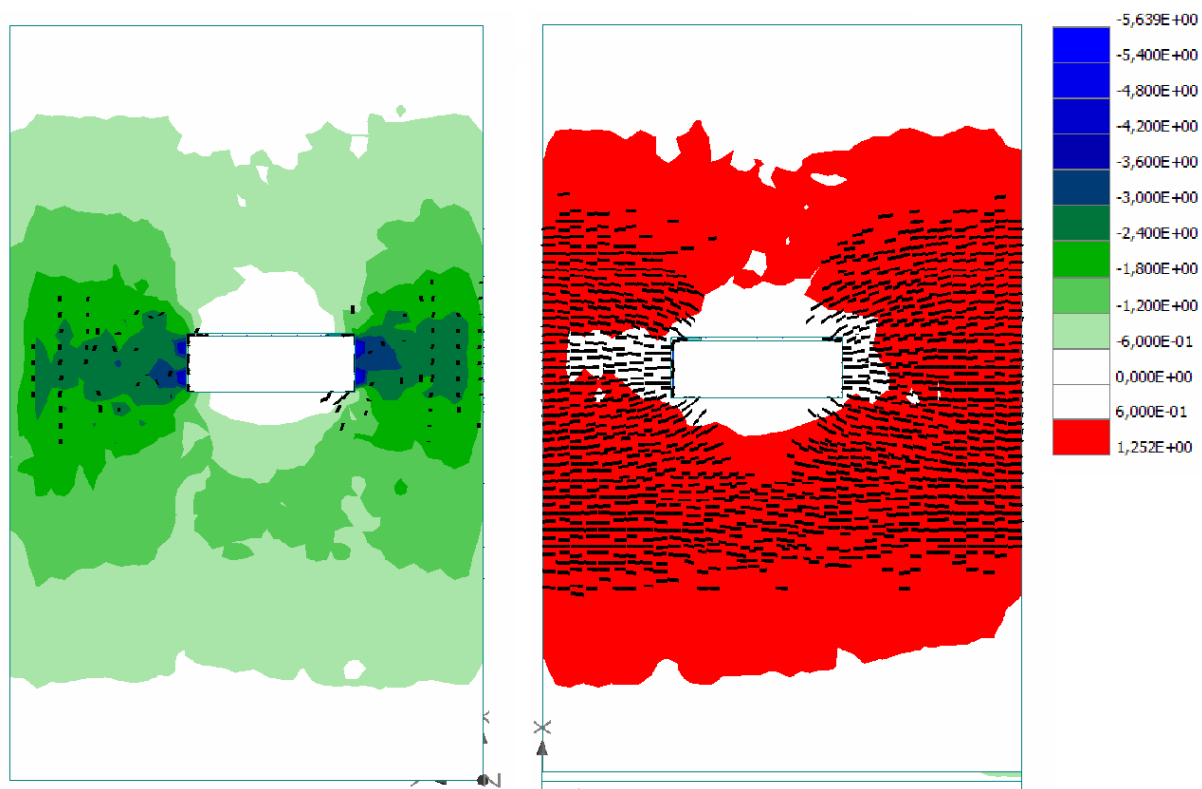
$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck} = 0,45 \cdot 16 = 7,20 \text{ MPa} \quad (\text{s vlivem stáří betonu pak } 9,17 \text{ MPa}) \quad (6.1)$$

Panel (S9) a (S10) ve stávajícím stavu tuto podmínku v menší míře překračují, z dlouhodobého sledování objektů panelové soustavy PS61 ale víme, že u instalačních panelů s neupraveným bytovým jádrem nevzniká většinou žádný provozní problém spojený s nadměrným průhybem. Aplikace nového přetížení panelu (S10) v obou variantách nebude mít prakticky žádný vliv na další vývoj průhybu a nebude dále podrobně sledován. Posuzované stavební úpravy bytového jádra vždy nejvíce ovlivňují instalační panel (S9), kde skrze oslabení dílce otvorem se ohybové momenty koncentrují do úzkých pásů kolem něj.

Po aplikaci přetížení varianty 2 na standardní instalační panel (S9) je hodnota tlakového napětí v betonu vycházející z lineárního výpočtu v místě oslabení otvorem o 50 – 60% vyšší, než stanovuje podmínka (6.1). To může být provázáno lokálním rozvinutím nelineárních složek dotvarování a celkovým přispěním k nárůstu přetvoření posuzovaného dílce.



Obr. 6.21: Stávající stav – napětí při horním a spodním povrchu včetně vývoje trhlin, nelineární výpočet ATENA



Obr. 6.22: Varianta 2 – napětí při horním a spodním povrchu včetně vývoje trhlin, nelineární výpočet ATENA

Započte-li se však vliv stáří betonu na zvýšení pevnosti, klesá rozdíl ke 20%. Ve výpočtu průhybů byl však zohledněn pouze vliv stáří na modul pružnosti betonu. Pro ověření výsledků byl dále instalační panel modelován v nelineárním softwaru ATENA (Obr. 6.22), který však předchází závěry napjatosti v tlačené části zcela neprokázal. Napětí se zde pohybuje kolem 5 MPa, které uvedenou podmínku splňuje. V dílci byl pozorován další rozvoj trhlin v tažené oblasti panelu a je naznačena i možnost vzniku podélných trhlin v tlačené části kolem otvoru.

V následujících grafech je analogicky k bodu 6.2.2. proveden výpočet průhybů pro jednotlivé zatěžovací varianty 1 a 2, které jsou vypočteny s lineárním a následně i s nelineárním součinitelem dotvarování bez vlivu stáří betonu na pevnost v tlaku. Ten je zjednodušeně modelován podle vztahu (3.34) při uvažování superpozice získaných přetvoření. Z Tab. 6.4 je však zřejmé, že pro variantu 1 budou platit lineární výsledky, pro variantu 2 pak spíše nelineární.

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky			sekundární přetížení příčkou dlouhodobé účinky			
			0 - 60	0 - 90	60 - 90	var. 1	var. 1	var. 2	var. 2
$t_0 - t$	roky	-	0 - 60	0 - 90	60 - 90	60 - 90			
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800
$\varphi_{k, cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,814	0,800	0,893
$M_{g, 1, k}$	kNm	-	7,4	7,4	7,4	9,5	9,5	10,8	10,8
$M_{f, 1, k}$	kNm	-	9,2	9,2	9,2	11,5	11,5	12,9	12,9
α	-	-	27,03	27,07	12,59	12,59	12,69	12,59	13,24
charakteristiky průřezu - hlavní směr									
$M_{cr, 1}$	kNm	-	6,86	6,86	6,29	6,29	6,29	6,29	6,32
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,722	0,722	0,766	0,850	0,850	0,881	0,880
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	2,349	2,349	2,236	2,236	2,237	2,236	2,242
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	0,903	0,904	0,506	0,506	0,509	0,506	0,527
$I^{eff, 1}$	mm ⁴	1,E+08	1,089	1,091	0,618	0,573	0,576	0,558	0,580
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]									
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	0,8061	0,8057	0,9819	0,9100	0,9086	0,8859	0,8767
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9325	2,9553	2,8097
D_{12}	Nmm ²		0,1580	0,1578	0,2555	0,2460	0,2448	0,2427	0,2354
D_{33}	Nmm ²		0,4477	0,4472	0,7240	0,6970	0,6937	0,6877	0,6670
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]									
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	0,9475	0,9469	1,1818	1,0244	1,0227	0,9729	0,9624
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9325	2,9553	2,8097
D_{12}	Nmm ²		0,1713	0,1711	0,2803	0,2610	0,2598	0,2543	0,2467
D_{33}	Nmm ²		0,4853	0,4848	0,7943	0,7395	0,7360	0,7207	0,6989

Tab. 6.5: Tuhosti ortotropního panelu (S6)

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky			sekundární přitížení příčkou dlouhodobé účinky			
						var. 1	var. 1	var. 2	var. 2
$t_0 - t$	roky	-	0 - 60	0 - 90	60 - 90	60 - 90			
$\Phi_{cm}(t_j, t_i)$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800
$\Phi_{k,cm}(t_j, t_i)$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,940	0,800	1,130
$M_{g,1,k}$	kNm	-	15,5	15,5	15,5	16,6	16,6	20,3	20,3
$M_{f,1,k}$	kNm	-	20,9	20,9	20,9	23,3	23,3	24,3	24,3
α	-	-	27,03	27,07	12,59	12,59	13,57	12,59	14,90
charakteristiky průřezu - hlavní směr									
$M_{cr,1}$	kNm	-	8,46	8,46	7,11	7,11	7,21	7,11	7,34
ϑ	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,959	0,959	0,971	0,977	0,976	0,979	0,977
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	2,612	2,612	2,389	2,389	2,406	2,389	2,429
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,657	1,658	1,059	1,059	1,112	1,059	1,180
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	1,682	1,683	1,077	1,073	1,127	1,072	1,194
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]									
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,2444	1,2435	1,7107	1,7054	1,6610	1,7036	1,6033
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,7419	2,9553	2,4971
D_{12}	Nmm ²		0,1963	0,1961	0,3373	0,3367	0,3201	0,3366	0,3001
D_{33}	Nmm ²		0,5562	0,5556	0,9556	0,9541	0,9070	0,9536	0,8504
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]									
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,2628	1,2618	1,7383	1,7276	1,6824	1,7240	1,6221
D_{22}	Nmm ²		1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,7419	2,9553	2,4971
D_{12}	Nmm ²		0,1978	0,1975	0,3400	0,3389	0,3222	0,3386	0,3019
D_{33}	Nmm ²		0,5603	0,5597	0,9633	0,9603	0,9128	0,9593	0,8553

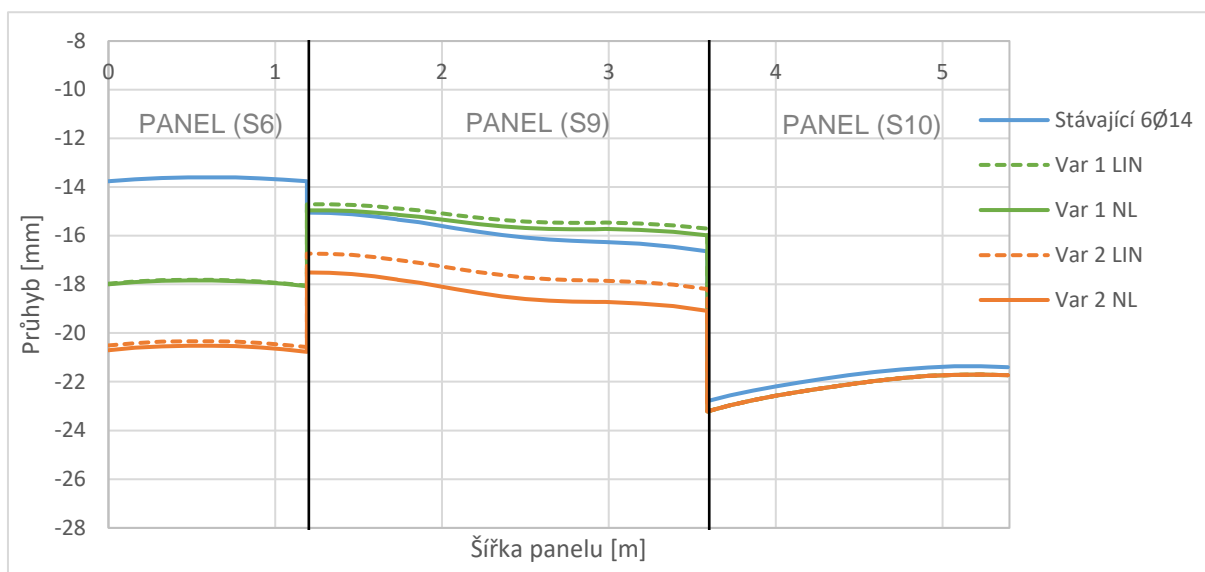
Tab. 6.6: Tuhosti ortotropního (instalačního) panelu (S9)

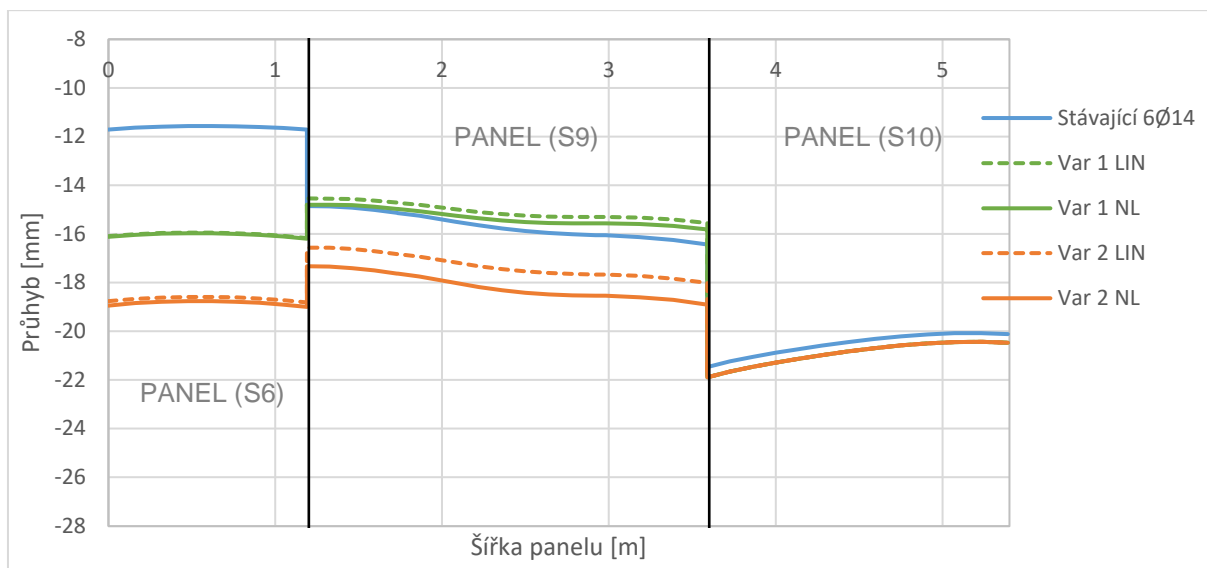
Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky			sekundární přitížení příčkou dlouhodobé účinky	
						var. 1	var. 2
$t_0 - t$	roky	-	0 - 60	0 - 90	60 - 90	60 - 60	
$\Phi_{cm}(t_j, t_i)$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800
$\Phi_{k,cm}(t_j, t_i)$	-	-	2,865	2,871	0,800	0,800	0,800
$M_{f,1,k}$	kNm	-	15,0	15,0	15,0	15,3	15,3
α	-	-	27,03	27,07	12,59	12,59	12,59

charakteristiky průřezu - hlavní směr							
$M_{cr,1}$	kNm	-	7,21	7,21	6,46	6,46	6,46
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,885	0,885	0,907	0,911	0,911
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	2,413	2,413	2,270	2,270	2,270
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,099	1,100	0,635	0,635	0,635
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	1,172	1,173	0,680	0,678	0,678
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , $\zeta 1x$]							
D_{11}	Nmm ²		0,8674	0,8669	1,0808	1,0780	1,0780
D_{22}	Nmm ²	1,00E+12	1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm ²		0,1639	0,1637	0,2681	0,2677	0,2677
D_{33}	Nmm ²		0,4644	0,4639	0,7596	0,7586	0,7586
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , $\zeta 2x$]							
D_{11}	Nmm ²		0,9221	0,9216	1,1558	1,1500	1,1500
D_{22}	Nmm ²	1,00E+12	1,3764	1,3742	2,9553	2,9553	2,9553
D_{12}	Nmm ²		0,1690	0,1688	0,2772	0,2765	0,2765
D_{33}	Nmm ²		0,4788	0,4783	0,7855	0,7835	0,7835

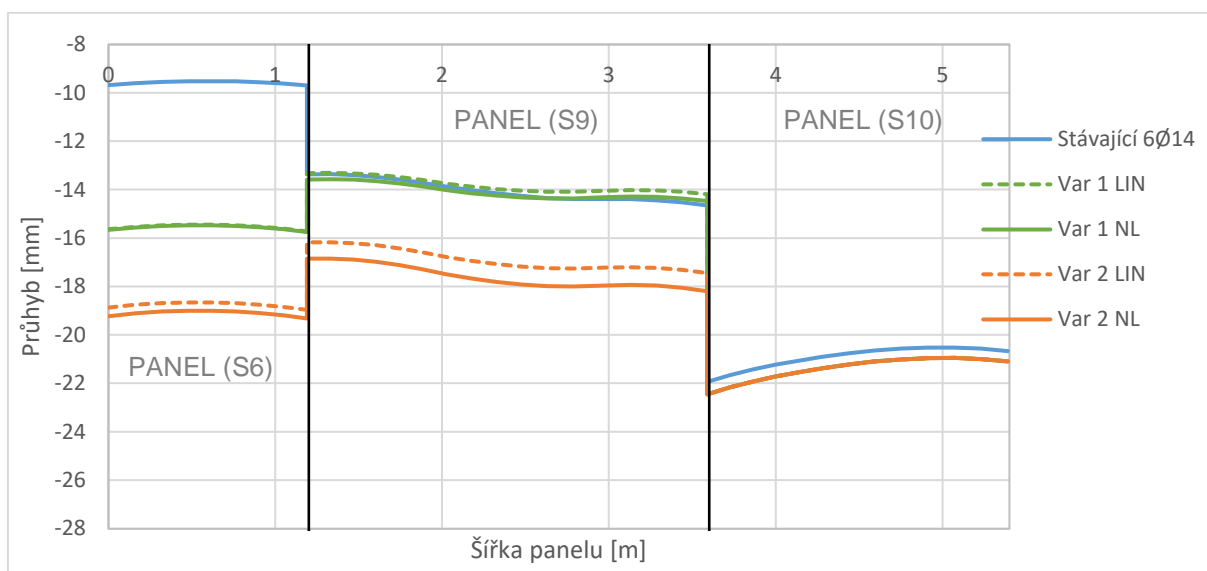
Tab. 6.7: Tuhosti ortotropního panelu (S10)

Výsledky grafů (Obr. 6.23 - Obr. 6.25) ukazují konečné průhyby panelů pro jednotlivé varianty zatížení, jejichž hodnoty jsou uvedeny v Tab. 6.9. Ze srovnávacích výpočtů je dále evidentní, že výsledky jsou si velice podobné a pro posouzení MSP lze připustit všechny přístupy stanovené na základě EN. Pouze v metodě [SCIA EN] nelze zavést do výpočtu nižší soudržnost betonu s výztuží u instalačního panelu (S9) – viz Tab. 6.6.

Obr. 6.23: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [ORTO EC2, $\zeta 1x$]



Obr. 6.24: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [ORTO EC2, ζ_{2x}]



Obr. 6.25: Průhyb sestavy panelů pod kuchyňským jádrem ve středu rozpětí, metoda [SCIA EN]

U panelu (S6) je patrný rozdíl mezi výpočetními metodami, které uvažují konstantní ortotropní vlastnosti desky, a metodou využívající interakční výpočet tuhostí pro jednotlivé konečné prvky. Rozdíl vzniká především kvůli tomu, že konstantní tuhosti již obsahují podmínku (4.35), která stanovuje vždy minimální stupeň porušení betonového ohýbaného prvku trhlinami a tím i jeho nižší tuhost. Interakční výpočet posuzuje moment každého konečného prvku vůči kritickému momentu na mezi trhlin a v tomto případě výpočetní proces dospěl k závěru, že trhliny v panelu (S6) ve stávajícím stavu nevzniknou vůbec nebo jen ve velmi málo konečných

prvcích. Ze všech tří metod výpočtu však vyplývá, že slabě vyztužený panel (S6) je velmi citlivý na aplikaci jakéhokoliv přetížení a překročení normového požadavku [4].

$$u_{fin} \leq \frac{L}{250} = \frac{3750}{250} = 15,0 \text{ mm}$$

$$\Delta u \leq \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

U instalačního panelu, který je mnohem více zatížen a trhliny jsou tedy šetřeny všemi výpočetními metodami, se všechny křivky scházejí poměrně blízko. Přetvoření tohoto dílce ve stávajícím stavu je v případě vyztužení 2x 6Ø14 třídy 10 302 na hranici výše uvedené podmínky limitního průhybu. Avšak pokud by v panelu byla použita hodnotnější ocel 10 400, potom by celková průřezová plocha nosné výztuže byla úměrně nižší. To by mělo za následek vyšší průhyby. Dále není tato varianta početně rozvedena, neboť na úzkém vzorku zkoumaných panelových objektů nebyla tato výztuž zastižena vyjma panelu na Obr. 6.9.

		Panel (S6)		Panel (S9)				Panel (S10)	
		Δu	-	Δu	-	Δu	-	Δu	-
[ORTO EC2, $\zeta 1x$]	Var. 1	4,3	L/872	0,0	-	-0,7	-	0,4	-
	Var. 2	7,0	L/536	2,5	L/1500	2,4	L/1563	0,4	-
[ORTO EC2, $\zeta 2x$]	Var. 1	4,5	L/833	0,0	-	-0,6	-	0,4	-
	Var. 2	7,3	L/514	2,5	L/1500	2,5	L/1500	0,4	-
[SCIA EN]	Var. 1	6,0	L/625	0,3	-	0,0	-	0,5	-
	Var. 2	9,6	L/391	3,5	L/1071	3,7	L/1014	0,5	-

Tab. 6.8: Změna průhybu panelů

		Panel (S6)		Panel (S9)				Panel (S10)	
		u_{fin}	-	u_{fin}	-	u_{fin}	-	u_{fin}	-
[ORTO EC2, $\zeta 1x$]	Stáv	13,7	L/274	15,0	L/251	16,6	L/225	22,4	L/168
	Var. 1	18,0	L/209	15,0	L/251	16,0	L/235	22,8	L/165
	Var. 2	20,7	L/181	17,5	L/214	19,1	L/196	22,8	L/165
[ORTO EC2, $\zeta 2x$]	Stáv	11,7	L/322	14,8	L/253	16,4	L/228	21,0	L/178
	Var. 1	16,1	L/233	14,8	L/253	15,8	L/237	21,5	L/175
	Var. 2	18,9	L/198	17,3	L/216	18,9	L/198	21,5	L/175
[SCIA EN]	Stáv	9,6	L/390	13,3	L/281	14,5	L/259	21,4	L/175
	Var. 1	15,6	L/240	13,6	L/276	14,5	L/259	21,9	L/171
	Var. 2	19,2	L/195	16,8	L/223	18,2	L/206	21,9	L/171

Tab. 6.9: Konečný průhyb panelů

Při aplikaci přetížení dle varianty 1 není u (S6) podmínka konečného průhybu splněna, jehož poměr se pohybuje od L/209 – L/240 podle zvolené metody výpočtu a bylo by vhodné uvažovat dále o lehčí konstrukci příček. Přírůstky průhybu mezi 4,3 – 6,0 mm jsou podle [4] v pořádku, i když takovéto hodnoty jsou již v objektech panelové soustavy PS61 k diskuzi. Panel (S9) reaguje při této variantě velice příznivě – ve skutečnosti dochází k jeho mírnému odtížení a

průhyb se změní velice málo. V případě, že by místo dvou panelů (S6) byl použit jeden (S5) standardní skladebné šířky 2,40, varianta 1 by byla zcela vyhovující.

Pokud se aplikuje přetížení podle varianty 2, klesá konečný průhyb u panelu (S6) ve všech výpočetních variantách pod $L/200$. Rovněž je zde překročen i mezní stav únosnosti. Ačkoliv u instalačního panelu (S9) jsou přírůstky průhybu podle všech metod poměrně malé – cca. 3 mm, klesá konečné přetvoření pod hranici $L/200$. Pokud se však v dílci skutečně odehrává nelineární dotvarování, může být celkový přírůstek průhybu větší. Provedení stavebních úprav dle varianty 2 (případ sledovaný v odstavci 2.4.2) se tedy jeví jako zcela nepřijatelné pro všechny typy instalačních i běžných panelů.

Vzhledem k tomu, že příčkové zdivo není od stropů, které se již na ně dotlačují, dilatováno, může někdy postačovat relativně malý přírůstek přetvoření ke vzniku poruch popsanych ve 2.4.2, i když v menší míře. Z tohoto důvodu nelze jinak než doporučit nové zatížení nad stávajícími zděnými příčkami bilancovat tak, aby úroveň stávajícího zatížení instalačního panelu se již dále nezvyšovala.

Průhyb panelu (S10) je jen informativní a podle očekávání se přetvoření mění jen nepatrně. V tomto případě se stávající průhyb může pohybovat až kolem 20 mm, z čehož mohou částečně pramenit problémy popsané v odstavci 2.4.1.

6.4 Diskuze výsledků

Podle odstavce 2.2.2 spadá panelová soustava PS61 do období, kdy se výpočet průhybu u pozemních staveb standardně neprováděl, postačovalo jen splnění konstrukčních požadavků normy ČSN 73 2001, které spočívaly v dodržení poměru rozpětí k celkové tloušťce stropního panelu. Výztuž pak byla navržena velice hospodárně jen z hlediska stupně bezpečnosti, který byl pro stropní konstrukce stanoven na úroveň 1,9. V praxi se však setkáváme s různými náhlými situacemi, které mají často příčinu v opomenutí konstrukčních vlastností a neznalosti tohoto systému související s jeho nevhodným zatěžováním. Dále je pak nutno vyzdvihnout absenci podkladů o únosnosti, skutečném vyztužení a anomálie ve vyztužení některých dílců.

Skladba stropních panelů ukázaná na Obr. 6.1 není absolutně platná pro všechny objekty panelové soustavy PS61. Modulování umožňovalo záměny panelů různých skladebných šířek, aniž by se měnilo dispoziční uspořádání. Z tohoto důvodu je nutno dohledávat výkresy skladby pro jednotlivé posuzované objekty, případně provádět kvalitní stavebně technický průzkum místa, v němž proběhnou stavební úpravy, s cílem objasnit skladebné šířky použitých stropních panelů a celkovou skladbu stropu. Při průzkumu by rovněž měl být vždy stanoven počet prutů výztuže v běžných a instalačních panelech, jelikož způsob vyztužení se objekt od objektu může značně lišit. U instalačních panelů by dále měla být provedena sonda, jež stanoví průměr nosných prutů a třídu použité výztuže, která může být 10 302 nebo 10 400. V případě použití hodnotnější oceli byla totiž zmenšena celková průřezová plocha výztuže – z výše uvedených důvodů byla v době návrhu sledována pouze síla ve výztuži, nikoliv celková tuhost průřezu. Pro ostatní panely na základě získaných poznatků lze vycházet z Tab. 6.1, avšak i tyto údaje je nutno dále zpřesňovat.

Na základě sledování z praxe i panely s hladkými čely do jisté míry mohou spolupůsobit přes spáru. To může vylepšovat rozložení napětí a částečně eliminovat průhyby. Z bezpečnostních důvodů se toto roznášení však nepřipouští, jelikož není možno spolehlivě stanovit mez

smykových sil, kdy dochází vlivem smyku k pokluzu ve spáře. Navíc vlivem objemových změn záливkového betonu je přítomna smršťovací trhlinka mezi záливkou a plochou panelu, čímž se tato mez posouvá ještě níže. Celková přetvoření pozitivně ovlivňuje také efekt částečného vetknutí panelů do stěn. Vzhledem k častým problémům s touto panelovou soustavou nelze ale tento účinek bez obav doporučit.

Při potřebě zřizování nových dělicích konstrukcí by měly být tyto prováděny výhradně z lehkých materiálů jako je sádrokarton a v omezené míře rovněž pórobeton s nejnižší objemovou hmotností. I při splnění kritéria změny přetvoření $L/500$ [4] po aplikaci přitížení, které by se na první pohled zdálo být dostatečně přísné, není zaručeno, že nedojde k poškození křehkého příčkového zdiva pod posuzovaným dílcem z důvodu špatně provedené dilatace a již realizovaného dotlačení stropu na tyto příčky. Průhyb od aplikace přitížení stropního panelu může být dále spojen i s případným vývojem nelineárního dotvarování, které jeho celkovou hodnotu průhybu dále zvyšuje, případně při překročení 1.MS může být ohrožena i bezpečnost objektu a jeho obyvatel. Nové příčky by měly být prováděny již s dostatečnou dilatační rezervou pro změnu průhybu stropního panelu nad nimi. Zvláštní pozornost je nutno věnovat aplikaci přitížení při renovaci jádra (výměny starého umakartového za zděné). Za podmínky použití příček s malou plošnou hmotností, to znamená například sádrokarton s jednoduchým opláštěním nebo pórobeton do maximální tloušťky 50 mm místy 75 mm opatřený z jedné strany vrstvou omítky 5 mm a z druhé obklady do výšky 2,0 m, je nanejvýš vhodné nahradit i původní těžkou příčku z dutinových keramických tvárnic, neboť odlehčením vzniklou rezervu lze využít pro nově zřizované zdivo jádra. Každé řešení stavebních úprav je nutno vždy objektivně posoudit z hlediska obou mezních stavů a v žádném případě se nespoléhat na zjednodušené metody nahrazující přímý výpočet přetvoření. Při provádění stavebních úprav se musí vždy vycházet ze skutečného vyztužení a tvaru instalačního panelu. Pokud se na místě nachází instalační panel typu (S9/29) běžné skladebné šířky 2,40 m s vyztužením dle tabulky 6.1, zvětšuje se průhyb jen pomalu. V případě že byl použit instalační panel šířky 1,80 m s excentricky umístěným otvorem, nesmí být již stávající zatížení dále jakkoliv navyšováno, neboť panel je z hlediska tuhosti nevhodně konstrukčně navržen. Při provádění stavebních úprav jádra by mělo být tedy vždy požadováno, aby stávající zděná příčka byla v případě absence výkresu skladby odstraněna z důvodu provedení důkladné diagnostiky skladby panelů. Obecně je vhodné hladinu stávajícího zatížení již dále nezvyšovat. To platí i v případě provádění podlahy, respektive kladení dlažby v kuchyni, koupelně a předsíni. Toho lze dosáhnout jen odbouráním vrchní vrstvy skladby nebo výměnou celé skladby se stejnou nebo nižší plošnou hmotností.

K výpočtům průhybu od silového zatížení by se mělo podle [4] připočítat ještě přetvoření vlivem smršťování betonu. V praxi tomu tak velice často nebývá, neboť smršťování již nijak přetvoření dílců v současnosti negativně neovlivňuje. Je nutno však vzít v úvahu, že podmínka celkového průhybu $L/250$ nemusí být tím splněna.

7 PANELOVÁ SOUSTAVA PS69

7.1 Vybrané charakteristiky systému pro účel práce

Návrhová norma: ČSN 73 1201

Období realizace: 1970 – 1991

Především Plzeň, západní Čechy, jižní Čechy, částečně Praha a další.

V Plzni: (včetně variant)	Bory	1970 – 1972
	Skvrňany	1970 – 1973
	Lochotín	1975 – 1980
	Bolevec	1974 – 1980
	Košutka	1982 – 1988
	Vinice	1988 – 1990

V Praze např. sídliště Lhotka

7.1.1 Hlavní znaky jednotlivých hlavních variant ze statického hlediska

Varianta PS69

- Katalogy prvků z října roku 1969 a následně 2. část z července 1973
- Tloušťky panelů stropní konstrukce 140 mm

Varianta PS 69/1

- Oproti PS 69 nedochází k zásadním konstrukčním ani dispozičním změnám
- Stropní panely tloušťky 140 mm

Varianta PS 69/2

- V katalogích od června 1977, aktualizace 1980
- Vedle základního modulu i modul 2400 a 4 800 mm
- Změna tloušťky stropních a stěnových panelů na 150 mm

Varianta PS 69/2E

- Vychází z PS 69/2, v katalogích od srpna 1982
- V soustavě dochází pouze ke zvýšení tepelně izolační vrstvy

7.1.2 Svislé nosné konstrukce

- osová vzdálenost příčných stěn: 3,60 m v PS69-2 doplněno o 2,40 m a 4,80 m
- tloušťka nosných stěn: 140 a 150 mm
- materiál stěn: prostý beton B 250 / B III (výztuž je doplněna pouze v místech otvorů)
- konstrukční výška podlaží 2,79 m nebo 2,80 m podle použité výšky stropních panelů

7.1.3 Příčkové nenosné zdivo a bytová jádra

Nenosné příčky jsou součástí konstrukce hrubé stavby. Jedná se o panely o tloušťce 80 mm ze železobetonu (panel s betonem B III). Mohou se vyskytovat i lehké příčky.

Původní bytová jádra byla v lehkém provedení s ocelovým roštem a umakartovými deskami i v těžkém provedení v podobě betonového jádra s tloušťkou stěn 35 mm a vlastním stropem i podlahou.

7.1.4 Stávající skladba podlahy pro potřeby výpočtu

Podlahy mají tloušťku 30 mm, kdy nášlapná vrstva je uložena na vyrovnávacím potěru provedeném přímo na stropním panelu.

7.1.5 Popis stropní konstrukce

Stropní konstrukce sestávají z plných panelů tloušťky 140 mm a od varianty PS69-2 150 mm. Základní šířka panelu je 2390 mm, skladebně 2400 mm. Existují doplňkové panely o skladebné šířce 1200 mm a dalších šířkách 600, 1800 mm a panely instalační s obdélníkovým otvorem s různým umístěním. Pro jednotlivé varianty této soustavy existují katalogy prvků, ve kterých jsou obsaženy i stropní panely včetně jejich únosností. Ty jsou v posuzovaném objektu identifikovatelné podle kladečského plánu stropních panelů, které jsou pro osovou vzdálenost podpor 2,40 m a 3,60 m provedeny z betonu třídy III (označení v době vzniku panelů, odpovídá dnešní třídě C16/20 dle ČSN EN 206) a pro vzdálenost 4,80 m z betonu třídy IV (C20/25). Výztuž byla standardně používána 10 338 (J). Zpětným výpočtem lze tedy na základě znalosti materiálových charakteristik získat údaje o vyztužení. Při výrobě panelů se ale používala kvalitativně i profilačně taková výztuž, která byla v daném výrobním okamžiku k dispozici a její plocha se upravovala tak, aby byl dodržen pouze moment únosnosti, deformační charakteristiky sledovány nebyly. Skutečná plocha výztuže v panelu může být tedy významně nižší. Proto je vhodné provádět kontrolu skutečně použité výztuže na stavbě.

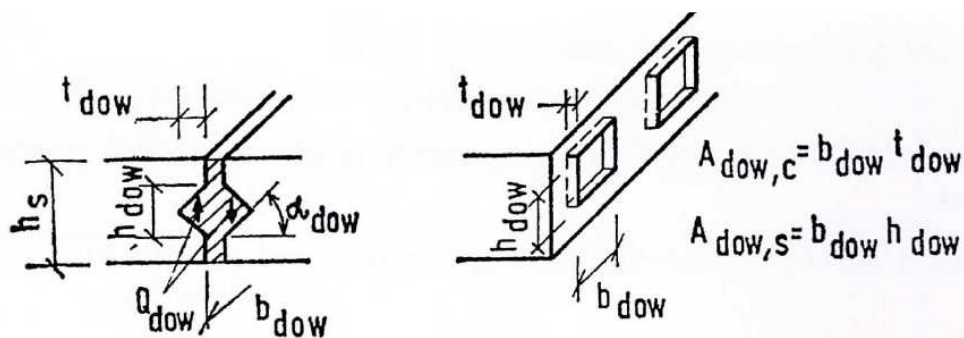
Vzhledem k existenci poměrně velkého množství podkladů pro potřeby této práce jsme vycházeli výhradně z katalogů stropních panelů, sondy výztuže na stavbě již cíleně prováděny nebyly.

7.1.6 Styk mezi stropními panely

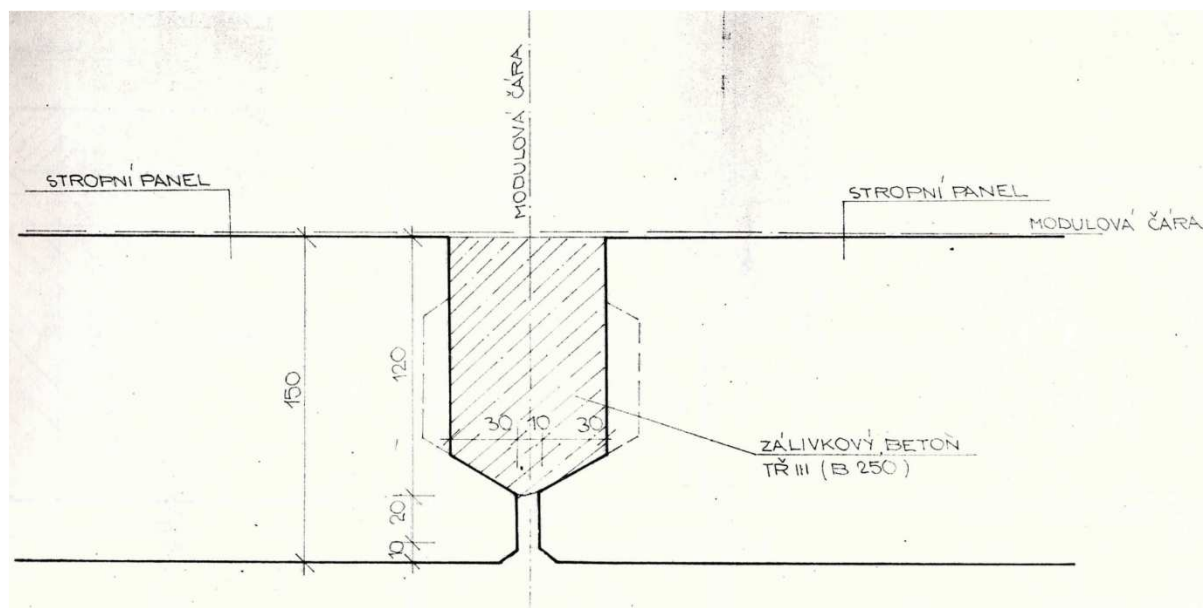
Boční plochy panelů jsou tvarovány tak, aby byl zajištěn přenos smykových sil ve vertikálním i horizontálním směru. Příčný profil v oblasti styku je patrný z Obr. 7.2. V podélném směru jsou hmoždinky 80 mm dlouhé včetně náběhu v osové vzdálenosti 160 mm, to je 6,25 ks/bm. Podle ČSN 73 1211 [53] se návrhová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti přenášena jednou hmoždinkou stanoví jako menší z hodnot:

$$Q_{dow,u} = A_{dow,c} \gamma_{bf} R_{bfd} = 7,12 \text{ kN} \quad (7.1)$$

$$Q_{dow,u} = 2A_{dow,s} \gamma_{bf} R_{bfd} = 5,64 \text{ kN}$$



Obr: 7.1 Rozměry betonových hmoždinek [53]



Obr. 7.2: Styčné plochy mezi stropními panely PS69/2 [54]

Ve vztahu (7.1) jsou R_{bfd} a R_{bftd} výpočtové únosnosti stykového betonu v dostředném tlaku a dostředném tahu podle ČSN 73 1201 [9]. Tyto hodnoty je nutno nahradit v souladu s ČSN EN 1992-1-1 [4] pro beton B250, který odpovídá třídě C16/20.

$$V_{Rd,u,1} = (b_{dow} t_{dow}) \gamma_{bf} \frac{(\alpha_{cc,pl} f_{ck})}{\gamma_c} = 6,60 \text{ kN} \quad (7.2)$$

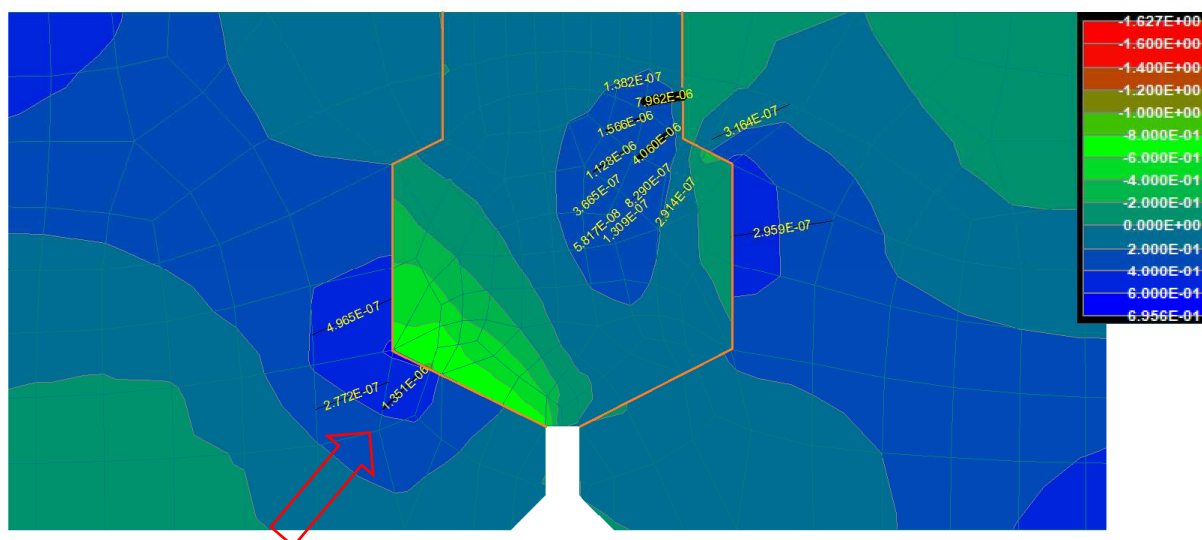
$$V_{Rd,u,2} = 2(b_{dow} h_{dow}) \gamma_{bf} \frac{(\alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05})}{\gamma_c} = 3,25 \text{ kN}$$

kde

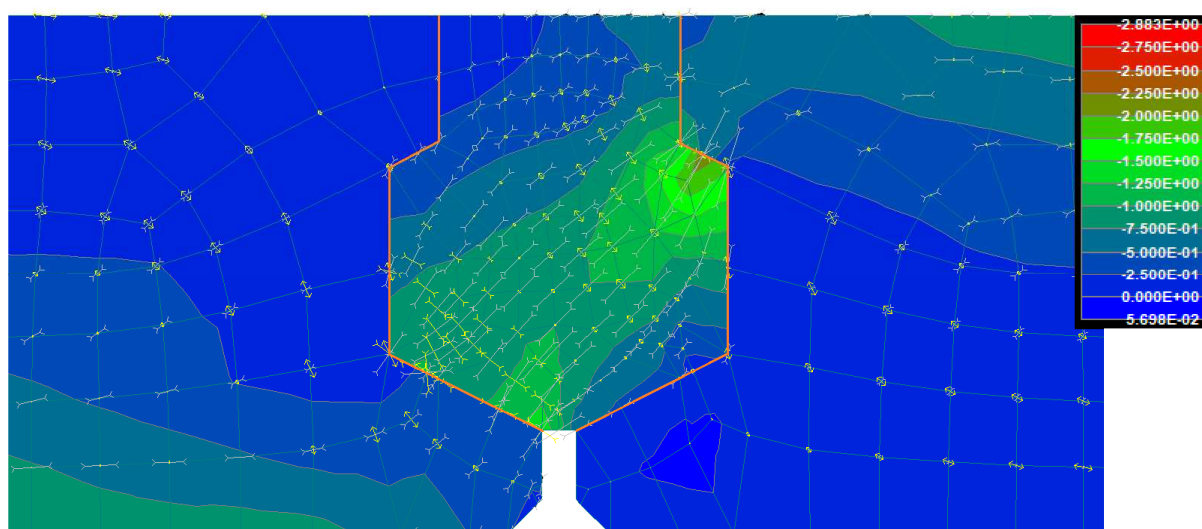
$t_{dow} = 14 \text{ mm}$; $h_{dow} = 68 \text{ mm}$; $b_{dow} = (80 - 15) \text{ mm}$; $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$; $f_{ctk,0,05} = 1,3 \text{ MPa}$; $\gamma_{bf} = 0,85$;
 $\gamma_c = 1,50$; $\alpha_{ct,pl} = 0,50$; $\alpha_{cc,pl} = 0,80$; $R_{bfd} = 0,8 \cdot 11,5 \text{ MPa}$; $R_{bftd} = 0,75 \text{ MPa}$

Návrhová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti podle [4] je $V_{Rd} = 6,25 \cdot 3,25 = 20,3 \text{ kN/m}$.

Pro porovnání získaných výsledků ze vztahu (7.2) byl vytvořen v softwaru ATENA nelineární model MKP, který spočívá ze tří panelů skladebné šířky 1,2 m v příčném řezu. Krajní dva panely jsou zcela podepřeny – podepření končí 250 od styku, prostřední pak působí jako prostý nosník mezi nimi a je vynesena jen skrze stykovou oblast podle Obr. 7.2. Panely jsou modelovány na osovou vzdálenost jedné hmoždinky, to je 160 mm. Rozhraní mezi stykovou maltou a panelem je definováno jen normálovou tuhostí s vyloučením tahu. Model je proveden pro mezní stav únosnosti s užitím návrhových pevností v tlaku a v tahu tak, jak byly užity ve vztahu (7.2) – součinitel $\alpha_{ct,pl}$ pro panel uvažován hodnotou 0,8 a pro zálivkový beton 0,5. Všechny pevnosti pro stykovou maltu byly dále násobeny součinitelem γ_{bf} . Modul pružnosti je uvažován pro panel 28 600 MPa a pro zálivkový beton jednou třetinou, to je 9 533 MPa.



Obr. 7.3: Nelineární model styku (MSÚ), maximální hlavní napětí a rozvoj trhlin,
 $V_{Ed,u} = 3,5 \text{ kN / hmoždinku}$



Obr. 7.4: Nelineární model styku (MSÚ), minimální hlavní napětí a trajektorie,
 $V_{Ed,u} = 3,5 \text{ kN / hmoždinku}$

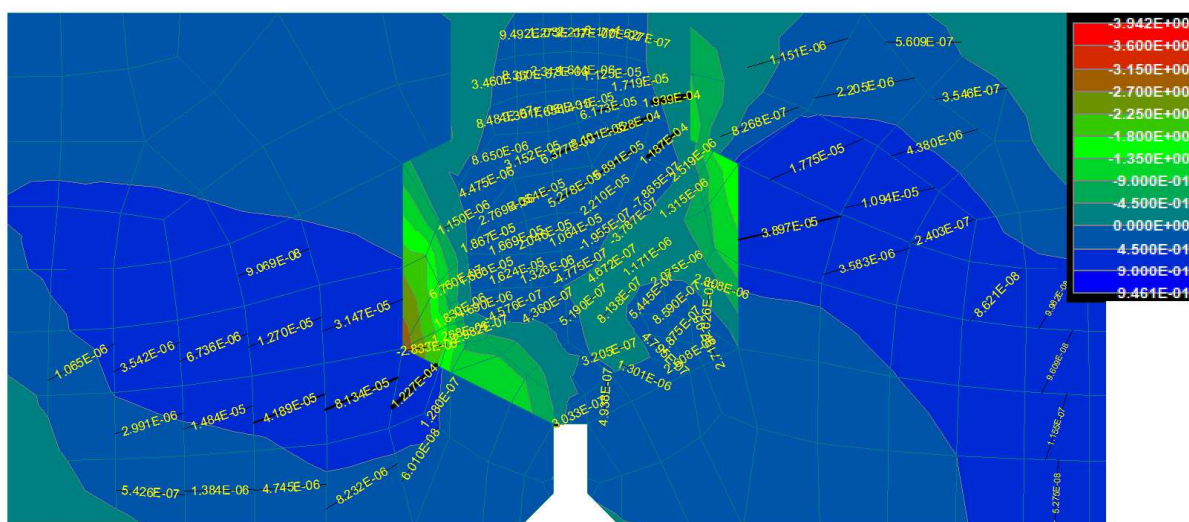
Výsledky zobrazené na Obr. 7.3 napovídají, že o únosnosti celého styku může z hlediska vzniku prvních trhlin rozhodovat namáhání nepřímo uložené krátké konzoly podporujícího panelu (viz červená šipka), jelikož se nepředpokládá její přímé vyztužení v tažené oblasti. Uvedené hodnoty hlavních napětí jsou vypočteny pro smykovou sílu 3,25 kN na jednu hmoždinku. Svislý posun dílců proti sobě je při této hodnotě 0,04 mm. Nicméně postupnou aplikací dalšího zatížení dochází sice k rozvoji nových a rozšiřování prvotních trhlin ale od hranice 6,0 až 7,0 kN dochází také k trhání stykového betonu vlivem nadměrného příčného tahu. Výpočet byl zastaven na hodnotě 10 kN na jednu hmoždinku bez dosažení kolapsu konstrukce, viz Obr. 7.5

Je nutné však vzít v úvahu, že užití materiálové pevnosti jsou odvozeny z 5% kvantilu a zmenšeny dalšími návrhovými součiniteli. Ve skutečnosti jsou tyto hodnoty, především pak pevnost v tahu mnohem vyšší. To má za následek výrazné oddálení vzniku trhlin a vyšší skutečnou únosnost styku. Během provozu by se však trhliny v panelu v okolí styčných ploch vyskytovat neměly vůbec nebo jen ojediněle. To lze prokázat mezním stavem meze vniku trhlin patřící do skupiny mezních stavů použitelnosti. Při užití charakteristických hodnot f_{ck} a $f_{ctk 0,05}$, které jsou pro stykový beton redukovány součinitelem γ_{bf} , by namáhání při charakteristické kombinaci nemělo překročit hodnotu 2,50 kN na jednu hmoždinku.

Podle [48] se má však uvažovat maximální využití hmoždinek na úrovni 50% mezního namáhání z důvodu dostatečné rezervy pro namáhání v horizontálním směru. Maximální namáhání smykové spáry je tedy

$$V_{Rd,max} = 6,25 \cdot 3,25 / 2 = 10,15 \text{ kN/m.}$$

Při této hodnotě model již nepřipouští žádné trhliny. Vzhledem k velmi malým rozdílům v posuvu dílců vůči sobě ve svislé ose lze při 2D deskových úlohách styk modelovat jako prostý kloub.



Obr. 7.5: Nelineární model styku (MSÚ), maximální hlavní napětí a rozvoj trhlin, $V_{Ed,u} = 10,0 \text{ kN / hmoždinku}$

7.2 Modelový příklad nového jádra umístěného v dispozici

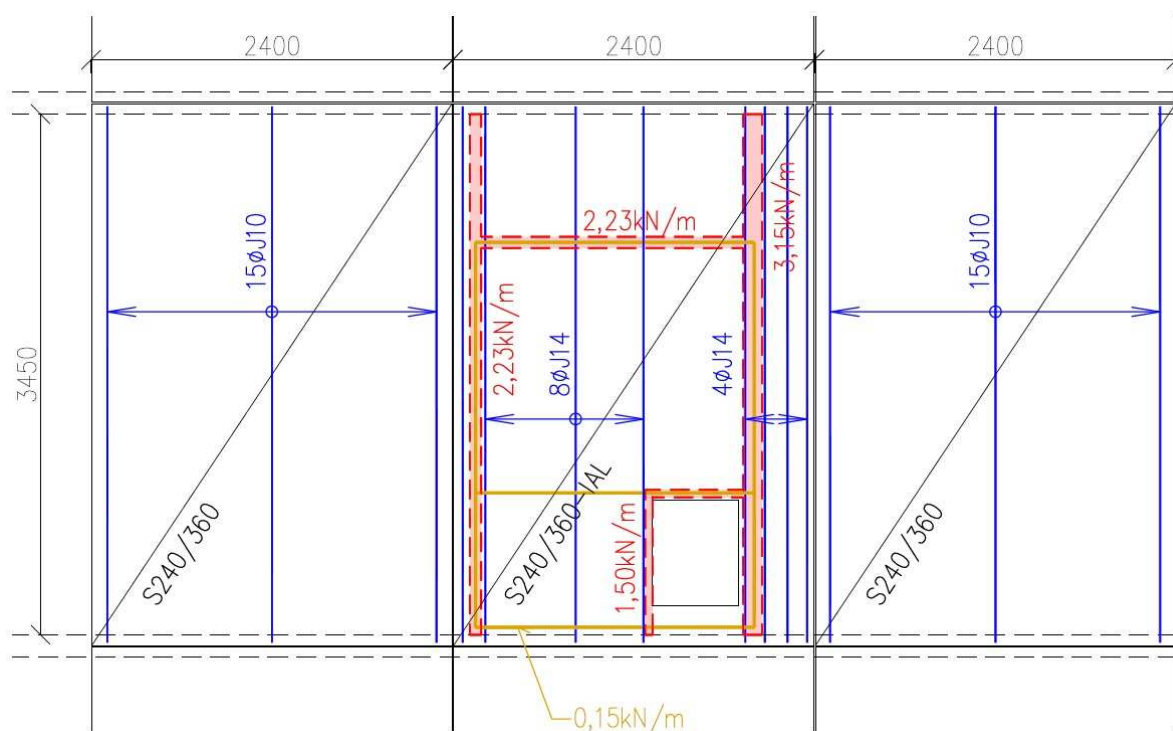
7.2.1 Dispoziční uspořádání vůči konstrukci

Jako modelový příklad v kontrastu k soustavě PS61 byla zvolena sestava tří reálných panelů výšky 150 mm a skladebné šířky 2,40 m umístěných v objektu z roku 1987, kde prostřední panel je instalační. Vyztužení panelů bylo odvozeno reverzním výpočtem z jejich ohybové únosnosti M_u dle ČSN 73 1201 [9] získaných z katalogu prvků. Hodnota momentu únosnosti M_{Rd} podle ČSN EN 1992-1-1 [4] je následně stanovena z výpočtové plochy výztuže, uvedené počty a dimenze profilů jsou jen orientační. Ocel byla uvažována standardně třídy J s návrhovou pevností 300 MPa. Pro potřeby výpočtů jsou uvažovány následující parametry:

- Běžný panel 15 ϕ J10 a 165 mm ... $M_u = 40,11$ kNm $M_{Rd} = 39,95$ kNm
- Instalační panel 12 ϕ J14 a 150 mm ... $M_u = 60,57$ kNm $M_{Rd} = 60,00$ kNm

Pro instalační panel je nosná výztuž uvažována pouze v pásech vlevo a vpravo od otvoru.

Hmotnost stávajícího umakartového jádra je uvažována 15 kg/bm. Hmotnost nových příček a jejich rozmístění na sestavě panelů viz schéma.



Obr. 7.6: Uspořádání bytového jádra a uvažované vyztužení panelů

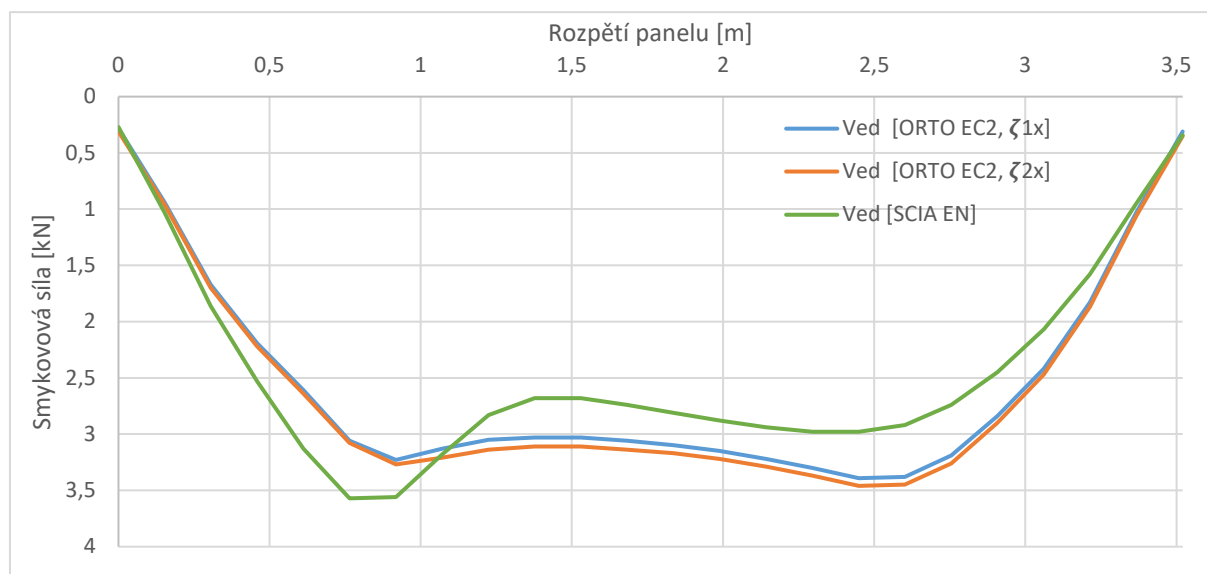
Hmotnost skladeb podlah a omítek ve stávajícím a navrhovaném stavu je uvažována takto:

- Předsíň, kuchyně, pokoje 0,72 kN/m² >> 1,25 kN/m²
- Koupelna, WC 1,41 kN/m² >> 1,75 kN/m²

7.2.2 Stanovení únosnosti

a) Posouzení smyku přenášeného stykovým betonem mezi panely

Na obr. 7.7 je zobrazena smyková síla, která je přenášena mezi středním a pravým panelem. Z grafu je zřejmé, že křivky ortotropních metod jsou si velice podobné. Křivka získaná z pružného modelu sice nabízí velice podobné hodnoty, avšak už není tak pozvolná. Při porovnání únosnosti styku stanovenou v bodě 7.1.6 ($V_{Rd,max} = 10,15 \text{ kN/m}$) je zřejmé, že všechny komponenty styku vyhoví s dostatečnou rezervou.



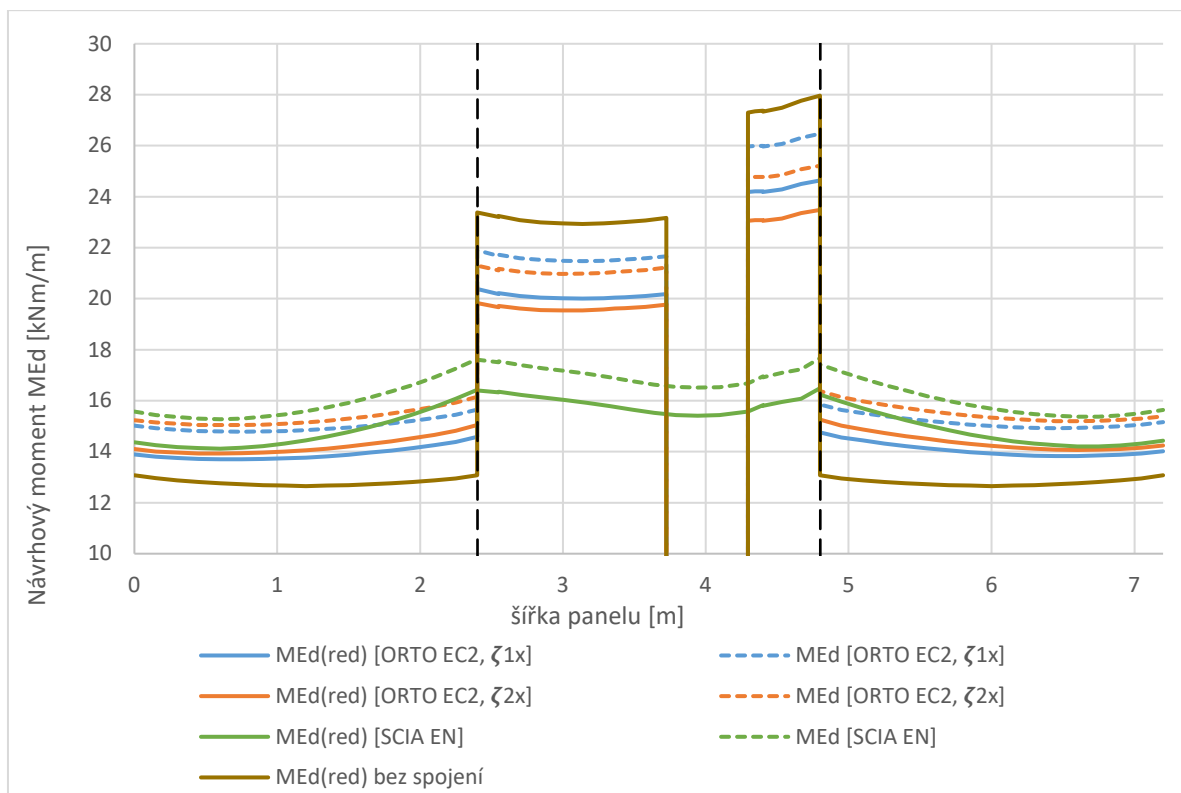
obr. 7.7: Smyková síla přenášená stykem ve směru rozpětí

b) Posouzení ohybových momentů

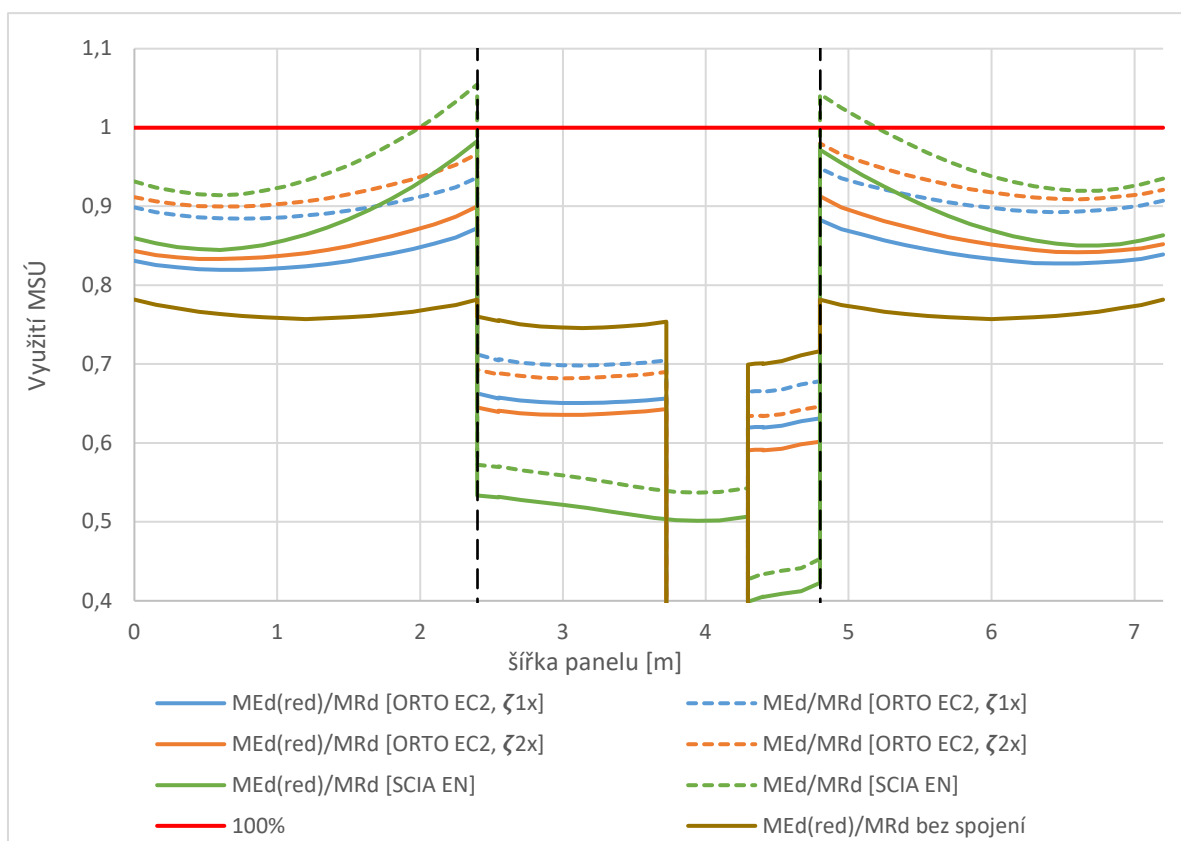
Na obr. 7.8 jsou znázorněny průběhy ohybových momentů ve středu rozpětí a na obr. 7.9 pak využití jednotlivých panelů působících v sestavě jako izotropní desky a jako ortotropní desky. Pro výpočet plných linií byl využit redukovaný součinitel vlastní tíhy panelu dle odstavce 5.2.3 c). Čárkované linie pak představují neupravené kombinace dle ČSN EN 1990 [1]. Dále byl doplněn výpočet pro samostatně působící panely.

Vzájemné stykování panelů bude snižovat využití více zatíženého prostředního dílce, a naopak zvyšovat využití těch krajních. Izotropní deska nepočítá s poklesem tuhosti při postupné aplikaci zatížení a podle očekávání zde vznikají nejvyšší extrémy u postranních dílců. Moment u instalačního panelu pak není rozdělen do vyztužených pásů kolem otvoru, ale na celou šířku dílce, což výsledek činí bez dalších úprav nepoužitelným. Sestava panelů s ortotropně definovanými tuhostmi se více přibližuje reálnému chování konstrukce, i když užitá tuhosti vychází z charakteristické kombinace. Působení bočních panelů je rovnoměrnější s mnohem vyšším zapojením více zatíženého instalačního panelu. Výsledky je však vhodné vždy porovnávat s modelem navzájem nespojených dílců.

Ačkoliv se na první pohled zdá, že krajní panely i v případě výpočtu s ortotropně definovanými tuhostmi se blíží hranici využití 100 %, při další aplikaci přetížení poklesne jejich tuhost rychleji než středního panelu a jejich využití se tedy výrazně měnit nebude.



obr. 7.8: Průběh ohybových návrhových momentů pro různé metody výpočtu



obr. 7.9: Využití panelu v ohybu pro různé metody výpočtu

7.2.3 Výpočet průhybů

Průhyb byl stanoven pro sestavu spolupůsobících panelů a pro panely působící samostatně metodami uvedenými v odstavci 5.3.2. Pro stanovení ortotropních tuhostí instalačního panelu byl ohybový moment samostatně v levé a pravé části od otvoru zprůměrován. Panel byl pak modelován dvěma pásy s odlišnými tuhostmi s doplňující střední částí proti otvoru, které byla přiřazena tuhost 0,35 MNm², příčná tuhost zůstala beze změny. Pro navazující panely vlevo a vpravo byl zvolen pro výpočet ortotropních vlastností maximální ohybový moment, to je v blízkosti styku s instalačním panelem.

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky				sekundární účinky přetížení	
			panel vlevo		panel vpravo		vlevo	vpravo
$t_0 - t$	roky	-	0 - 90	60 - 90	0 - 90	60 - 90	60 - 90	
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,871	0,800	2,871	0,800	0,800	0,800
charakteristiky průřezu - hlavní směr								
$M_{cr,1}$	kNm	-	8,36	7,71	8,36	7,71	7,71	7,71
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	3,119	2,961	3,119	2,961	2,961	2,961
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,157	0,645	1,157	0,645	0,645	0,645
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	1,546	0,889	1,546	0,882	0,795	0,788
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]								
$M_{f,1,k}$	kNm	-	9,2	9,2	9,3	9,3	11,1	11,3
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
ζ_1	-	-	0,600	0,649	0,600	0,657	0,759	0,767
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,1424	1,4120	1,1424	1,4007	1,2625	1,2523
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2311	0,3768	0,2311	0,3753	0,3563	0,3548
D_{33}	Nmm ²		0,6548	1,0676	0,6548	1,0633	1,0095	1,0054
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]								
$M_{f,1,k}$	kNm	-	9,5	9,5	9,6	9,5	11,6	11,8
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
ζ_1	-	-	0,613	0,671	0,621	0,671	0,779	0,787
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,4074	1,7976	1,3931	1,7976	1,4787	1,4595
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2565	0,4251	0,2552	0,4251	0,3856	0,3831
D_{33}	Nmm ²		0,7268	1,2046	0,7231	1,2046	1,0925	1,0854

Tab. 7.1: Tuhosti ortotropních panelů navazujících na instalační (PS69/2), panely kloubově propojeny

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky				sekundární účinky přitížení	
			levá část		pravá část		levá č.	pravá č.
$t_0 - t$	roky	-	0 - 90	60 - 90	0 - 90	60 - 90	60 - 90	
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,871	0,800	2,871	0,800	0,800	0,800
charakteristiky průřezu - hlavní směr								
$M_{cr,1}$	kNm	-	9,24	8,14	9,87	8,45	8,14	8,45
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	3,311	3,063	3,441	3,136	3,063	3,136
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,717	1,017	2,034	1,241	1,017	1,241
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	2,009	1,198	2,267	1,385	1,115	1,319
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]								
$M_{f,1,k}$	kNm	-	11,9	12,1	13,9	14,4	15,8	19,1
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
ζ_1	-	-	0,699	0,774	0,748	0,828	0,867	0,902
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,4840	1,9028	1,6750	2,2002	1,7723	2,0951
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2634	0,4374	0,2798	0,4703	0,4221	0,4590
D_{33}	Nmm ²		0,7463	1,2393	0,7929	1,3326	1,1961	1,3004
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]								
$M_{f,1,k}$	kNm	-	11,6	11,7	13,0	13,4	15,3	18,1
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
ζ_1	-	-	0,683	0,758	0,712	0,801	0,859	0,891
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,7073	2,2565	1,8819	2,5159	1,9595	2,2517
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2825	0,4763	0,2966	0,5030	0,4439	0,4758
D_{33}	Nmm ²		0,8005	1,3496	0,8404	1,4251	1,2576	1,3482

Tab. 7.2: Tuhosti ortotropního instalačního panelu (PS69/2), panely kloubově propojeny

Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky				sekundární účinky přitížení	
			levá část		pravá část		levá část	pravá část
$t_0 - t$	roky	-	0 - 90	60 - 90	0 - 90	60 - 90	60 - 90	
$\varphi_{cm(t_j, t_i)}$	-	-	2,871	0,800	2,871	0,800	0,800	0,800
$M_{f,1,k}$	kNm	-	9,3	9,3	9,3	9,3	10,1	10,1
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
charakteristiky průřezu - hlavní směr								
$M_{cr,1}$	kNm	-	8,36	7,71	8,36	7,71	7,71	7,71
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

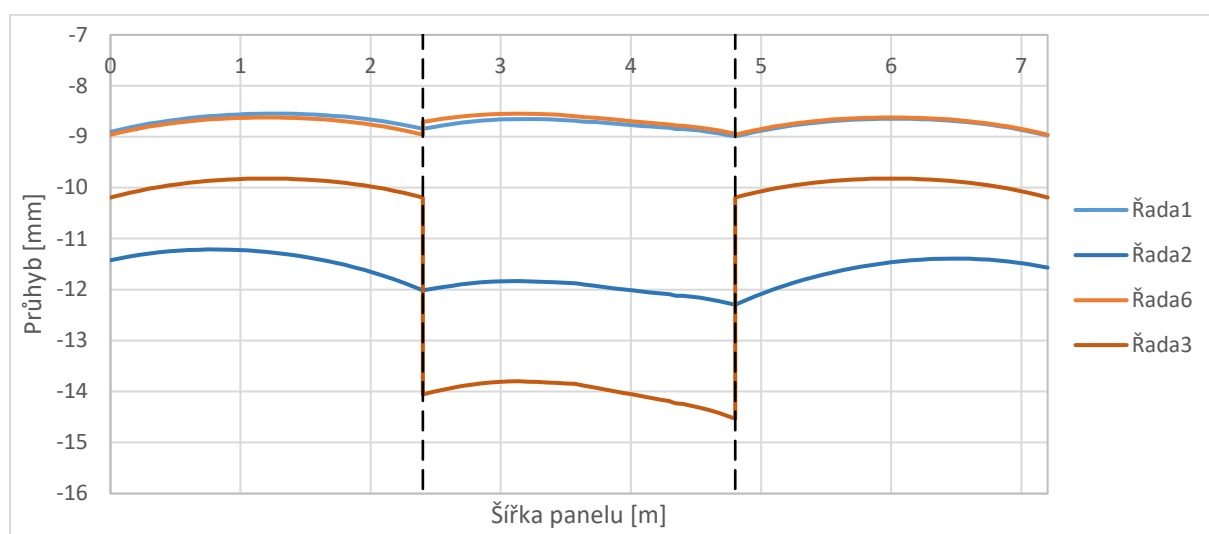
ζ_1	-	-	0,600	0,657	0,600	0,657	0,709	0,709
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	3,119	2,961	3,119	2,961	2,961	2,961
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,157	0,645	1,157	0,645	0,645	0,645
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	1,546	0,882	1,546	0,882	0,835	0,835
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]								
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,1424	1,4007	1,1424	1,4007	1,3266	1,3266
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2311	0,3753	0,2311	0,3753	0,3652	0,3652
D_{33}	Nmm ²		0,6548	1,0633	0,6548	1,0633	1,0348	1,0348
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]								
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,4310	1,8457	1,4310	1,8457	1,6771	1,6771
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2587	0,4308	0,2587	0,4308	0,4106	0,4106
D_{33}	Nmm ²		0,7329	1,2206	0,7329	1,2206	1,1635	1,1635

Tab. 7.3: Tuhosti ortotropních panelů navazujících na instalační (PS69/2), samostatné

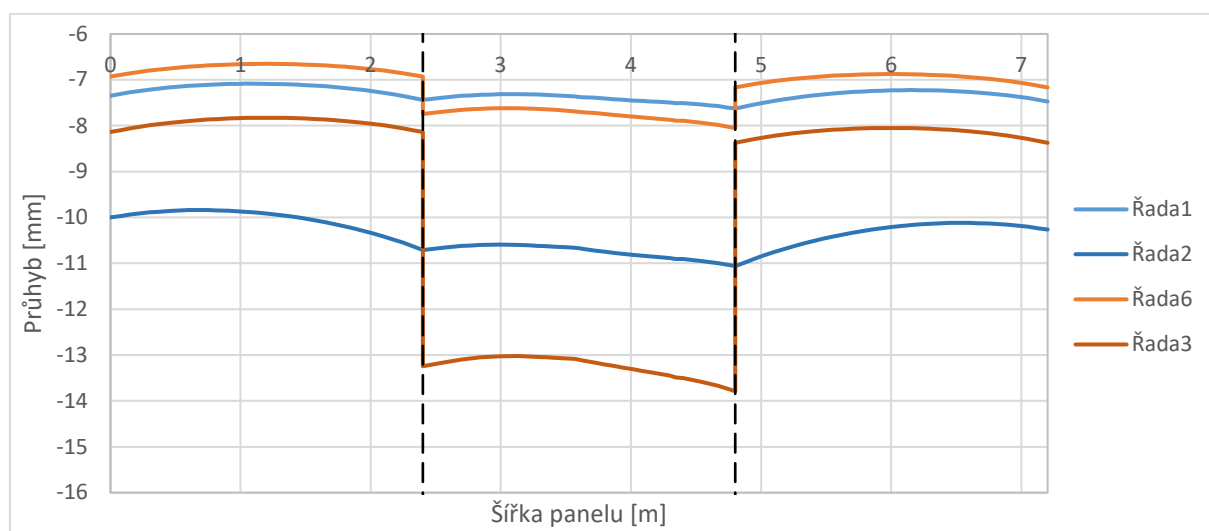
Symbol	Jednotky	Násobitel	zatížení primární bez příčky				sekundární účinky přitížení	
			panel vlevo		pane vpravo		vlevo	vpravo
$t_0 - t$	roky	-	0 - 90	60 - 90	0 - 90	60 - 90	60 - 90	
$\varphi_{cm}(t_j, t_i)$	-	-	2,871	0,800	2,871	0,800	0,800	0,800
$M_{f,1,k}$	kNm	-	11,7	11,7	13,6	14,0	17,5	21,5
α	-	-	27,07	12,59	27,07	12,59	12,59	12,59
charakteristiky průřezu - hlavní směr								
$M_{cr,1}$	kNm	-	9,24	8,14	9,87	8,45	8,14	8,45
ϑ	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ζ_1	-	-	0,688	0,758	0,737	0,818	0,892	0,923
I^I_1	mm ⁴	1,E+08	3,311	3,063	3,441	3,136	3,063	3,136
I^{II}_1	mm ³	1,E+08	1,717	1,017	2,034	1,241	1,017	1,241
$I^{II}_{eff,1}$	mm ⁴	1,E+08	2,020	1,213	2,279	1,394	1,095	1,301
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 1x]								
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,4927	1,9267	1,6836	2,2151	1,7406	2,0677
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2642	0,4401	0,2806	0,4719	0,4183	0,4560
D_{33}	Nmm ²		0,7485	1,2471	0,7949	1,3372	1,1853	1,2919
tuhosti ortotropie - průřez s trhlinou [ORTO EC2 , ζ 2x]								
D_{11}	Nmm ²	1,00E+12	1,6991	2,2565	1,8478	2,4646	1,8700	2,1656
D_{22}	Nmm ²		2,0780	4,4688	2,0780	4,4688	4,4688	4,4688
D_{12}	Nmm ²		0,2819	0,4763	0,2939	0,4978	0,4336	0,4666
D_{33}	Nmm ²		0,7986	1,3496	0,8328	1,4104	1,2286	1,3221

Tab. 7.4: Tuhosti ortotropního instalačního panelu (PS69/2), samostatné

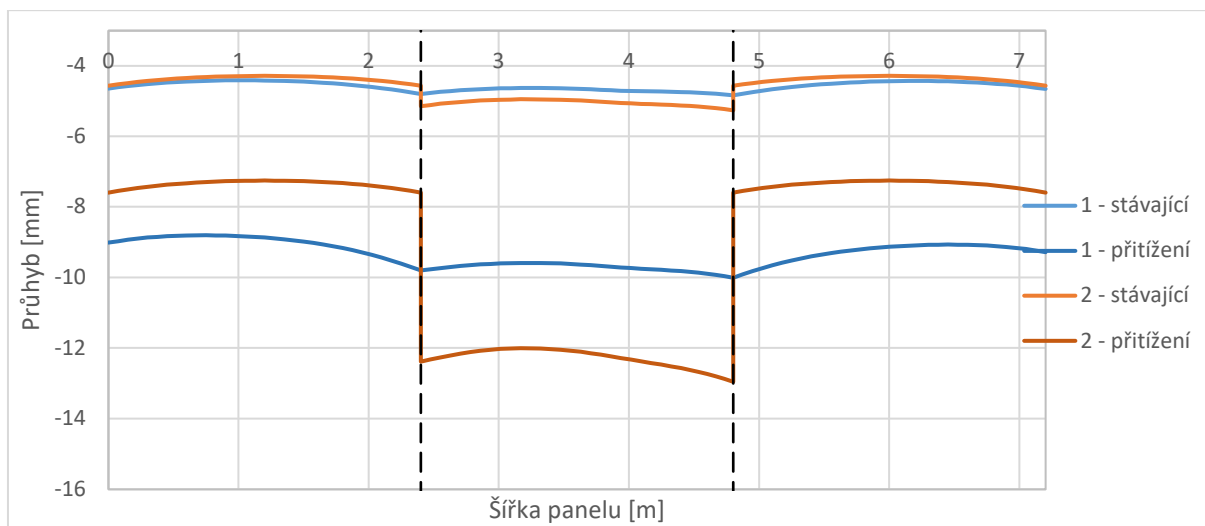
V tabulkách Tab. 7.1 a Tab. 7.2 jsou uvedeny tuhosti spolupůsobících panelů využité pro výpočet průhybů zobrazených v následujících grafech získané interakčně ve třech krocích. V Tab. 7.3 a Tab. 7.4 jsou pak ortotropní tuhosti samostatně působících dílců. Při porovnání průhybových čar panelů navzájem propojených na podélných stranách ve směru rozpětí kloubovými liniemi (1) a panelů působících samostatně (2) je zřejmé, že rozdíly v přetvořeních ve stávajícím stavu jsou velmi malé, a tudíž nosné stykování panelů má na průhyb při kvazistálé kombinaci zatížení nízký vliv. Důvodem je, že vlastní tíha panelu převládá ve stávajícím stavu nad součtem ostatních zatížení. Pokud se však provede výrazné přetížení instalačního panelu, kde tíha nového jádra překonává vlastní hmotnost panelu, projeví se výrazný rozdíl mezi dvěma uvažovanými statickými systémy. Průhybové čáry použitých výpočetních metod jsou přibližně rovnoběžné.



Obr. 7.10: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [ORTO EC2, ζ_{1x}]



Obr. 7.11: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [ORTO EC2, ζ_{2x}]



Obr. 7.12: Průhybové čáry sestavy 3 panelů, metoda [SCIA EN]

Pro posouzení přetvoření je rozhodující instalační panel, který musí s ostatními panely vyhovět podmínce

$$u_{fin} \leq \frac{L}{250} = \frac{3520}{250} = 14,8 \text{ mm}$$

$$\Delta u \leq \frac{L}{500} = \frac{3520}{500} = 7,0 \text{ mm}$$

Pokud by panely působily samostatně, byly by obě podmínky bez uvažování smršťování betonu jen těsně splněny. Při respektování přenosu smykových sil přes stykový beton mezi panely se průhybová čára panelů navzájem propojených liniovým kloubem přibližuje více reálnému chování konstrukce.

7.3 Diskuze výsledků

Panelová soustav PS69 je uvedena v kontrastu k panelové soustavě PS61 řešené v 6. kapitole. Koncepte tohoto systému a jeho statický návrh byly provedeny na vyšší úrovni. Konstrukce byla již navrhována podle teorie mezních stavů únosnosti a použitelnosti podle [9], [10]. V oblasti panelových soustav probíhal rovněž intenzivní výzkum zaměřený i na ekonomičnost výstavby. Pro všechny varianty existují katalogy prvků včetně únosnosti jednotlivých stropních dílců, často jsou však postrádány výkresy výztuže. Zmíněné katalogy prvků pak často vlastní pouze lidé, kteří se v minulosti nějak panelovou soustavu zabývali, neexistuje však žádná veřejně dostupná databáze.

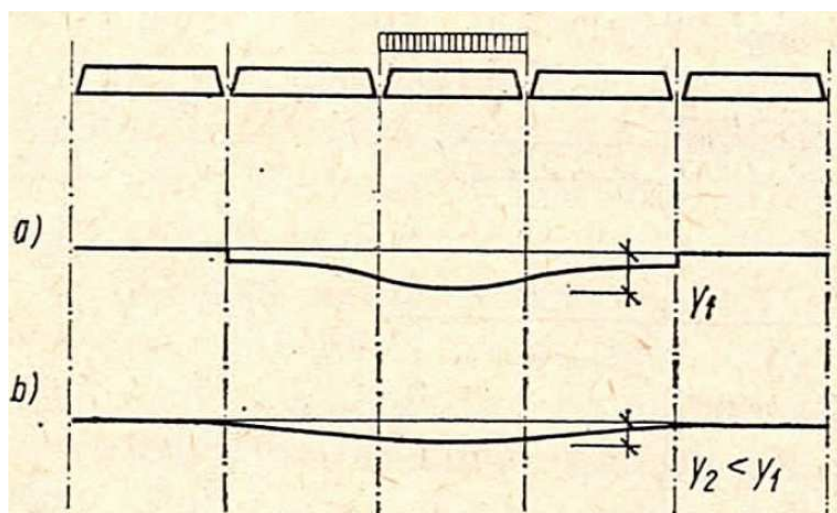
Stropní konstrukce byly již navrženy tak, aby jednotlivé panely mohly vzájemně spolupůsobit. Toho lze s výhodou využít i pro nové stavební úpravy bytových jader, která byla často umakartová. V uvedeném příkladu byla uvažována sestava pouze 3 panelů (Obr. 7.6), avšak sestava pro výpočet by mohla být širší. Základní rozdíl průhybových čar při přenášení zatížení pouze do sousedních stropních panelů a do celé stropní desky ukazuje obrázek Obr. 7.13. Nicméně i sestava 3 panelů je pro posudek dostatečná a lze na ní dobře demonstrovat základní rozdíl mezi samostatně působícími a ve směru rozpětí kloubově spojenými panely.

Stropní konstrukce z dílců, jež mají boční plochy uzpůsobeny pro přenášení smykových sil, jsou mnohem méně citlivé na nárůst průhybu při aplikaci nového zatížení. I pro tuto soustavu platilo při výrobě pravidlo, kdy byla sledována pouze únosnost. Ačkoliv je tedy standardně předpokládána třída oceli 10 335 (J), mohla být nahrazena hodnotnější ocelí s nižší plochou profilů.

Sledováním průhybových čar řešeného příkladu v odstavci 7.2 pro samostatně působící panely a panely působící ve skupině je evidentní, že ve stávajícím stavu při běžných provozních podmínkách jsou styky mezi panely namáhány málo. Při aplikaci přetížení např. v podobě nového zděného jádra pouze na instalační panel náhradou za původní umakartové namáhání výrazně vzroste, ale i při větších zatíženích není podle odstavce 7.1.6 dosaženo meze únosnosti styku.

Z pohledu zde použitých výpočetních metod jsou pro posouzení průhybu spolupůsobících panelů všechny tři dostatečně přesné, i když při užití součinitele fázového zpevnění v jedné úrovni [ORTO EC2, $\zeta 1x$] jsou o 12% vyšší, než při jeho užití ve dvou úrovních [ORTO EC2, $\zeta 2x$] a o 25% vyšší než při plně automatizované metodě [SCIA EN]. Vzhledem k tomu, že tuhosti pro jednotlivé konečné prvky jsou metodou [SCIA EN] počítány pouze pro potřeby průhybu, vychází software při vyšetřování vnitřních sil z lineárního výpočtu pro izotropní desku. Takto stanovené výsledky pro mezní stav únosnosti nejsou tedy tak vhodné jako výsledky získané metodami např. [ORTO EC2, $\zeta 1x$] a [ORTO EC2, $\zeta 2x$].

Ačkoliv vlastnosti stropních konstrukcí jsou zde výrazně odlišné od systému PS61 a vykazují daleko nižší citlivost z hlediska obou mezních stavů, nelze však připustit jakékoliv svévolné úpravy. Pro rekonstrukci bytových jader by měly být užívány výhradně lehké materiály typu sádkokarton s dvojitým opláštěním nebo pórobeton tloušťky 75 mm místy až 100 mm. Dále nemusí být hlídána přesná poloha příčky vzhledem ke styku panelů jako tomu je u systému PS61.



Obr. 7.13: Rozdíl v přenášení zatížení pouze do sousedních stropních panelů a do celé stropní desky [48]

8 ZÁVĚR

Předkládaná disertační práce je zaměřená na analýzu mezního stavu použitelnosti, a to průhybu železobetonových konstrukcí v aplikaci na stropy panelových soustav PS61 a PS 69 a vyšetřuje důsledky nadměrného přetvoření na reálných případech přetížených konstrukcí. Postup výpočtu včetně stanovení materiálových charakteristik byl zpracován na základě platné evropské normy a byl doplněn o poznatky jiných vědeckých prací a vlastních časopiseckých článků.

Byty v objektech panelových soustav z druhé poloviny 20. století představují významnou část bytového fondu v České republice, jejichž úpravy se již stávají společenskou nutností. Přesto je těmto objektům ze strany odborné veřejnosti a stavebních úřadů věnováno velice málo pozornosti. Praxe se často setkává s absolutní neznalostí a nepochopením těchto systémů i když převážná část objektů bude v provozu nejméně několik desítek let. Bylo ukázáno, že stropní konstrukce především starších systémů, u kterých běhen návrhu nebyl sledován průhyb, mohou při neuváženém zásahu představovat podstatný problém s dopadem na bytovou jednotku pod tímto stropem, a to z hlediska mezního stavu použitelnosti i únosnosti. Podklady pro posouzení konstrukcí jsou často neúplné nebo zcela chybí a informace o vyztužení především starších systémů je nutno získávat přímo na stavbě.

V práci jsou zkoumány typické případy aplikace přetížení, pro něž jsou stanoveny průhyby ortotropních deskových panelů s konstantními tuhostmi po celé ploše příslušného dílce ve dvou variantách. První z nich vychází přímo z ČSN EN 1992-1-1, při níž jsou tuhosti průřezu bez trhliny a s plně rozvinutou trhlinou kombinovány pomocí součinitele fázového zpevnění ζ [ORTO EC2, $\zeta 1x$]. Nevýhoda této metody tkví v aplikaci teoreticky nejnížší tuhosti nejvíce namáhané oblasti na celou plochu. V druhé variantě byl pouze moment setrvačnosti průřezu s plně rozvinutou trhlinou nahrazen přepočteným momentem setrvačnosti [ORTO EC2, $\zeta 2x$], což v důsledku zvyšuje tuhost průřezu až o 20%. Získané výsledky byly následně porovnány s automatickým interakčním výpočtem [SCIA EN], ve kterém jsou stanovovány ortotropní tuhosti samostatně pro každý konečný prvek podle jeho namáhání. V kolmém směru ve všech sledovaných případech trhliny nevznikly a tuhost D_{22} byla tudíž uvažována shodně pro všechny varianty.

Na první pohled se zdá automatický výpočet nejvýhodnější, avšak nemusí umožňovat další podrobnější konfiguraci výpočtu týkající se především soudržnosti výztuže, stanovení kombinace pro výpočet součinitele fázového zpevnění ζ a nerespektování jeho minimálních hodnot. Pokud se provede porovnání zde prezentovaných dvou ortotropních metod, ukazuje se jako vhodná varianta pro výpočet průhybu použít kombinaci tuhosti průřezu bez trhliny a přepočtené tuhosti pro průřez s plně rozvinutou trhlinou [ORTO EC2, $\zeta 2x$], která umožňuje podrobnější konfiguraci a částečně odstraňuje problém aplikace nejnížší teoretické tuhosti na celou plochu. Čím více se však součinitel fázového zpevnění ζ bude blížit hodnotě 1, tím více se budou výsledky obou ortotropních metod shodovat. Z provedených výpočtů dále vyplývá, že pro stávající stav je vhodné minimální hodnotu součinitele fázového zpevnění ζ snížit a případně pro jeho stanovení počítat i s ohybovým momentem kvazistálé kombinace. To

bude mít za následek zvýšení přírůstku průhybu, respektive snížení hodnoty průhybu ve stávajícím stavu.

Ve výsledku práce poukazuje na úskalí stropních konstrukcí panelových soustav, které souvisí s jejich návrhem a také prováděním. Je zřejmé, že obzvláště u starších soustav je nutno provádět průzkum použitých panelů, jelikož stropní dílce mohou být velice citlivé na jakékoliv přetížení. Práce uvádí vybrané příklady konkrétních problémů řešených v praxi podpořené vlastním podrobnějším průzkumem konstrukce a možnosti jejich výpočetní simulace včetně detailní konfigurace výpočtu založené na ČSN EN 1992-1-1.

9 LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitné zatížení budov.
- [3] ČSN EN 1991-1-2: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-2: Zatížení konstrukcí při požáru.
- [4] ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby.
- [5] ČSN EN 1992-1-2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Navrhování na účinky požáru.
- [6] ČSN EN 206: Beton, Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.
- [7] ČSN EN 10080: Ocel pro výztuž do betonu. Svařitelná žebříková betonářská ocel – Všeobecně.
- [8] ČSN EN ISO 13822: Zásady navrhování a konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
- [9] ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí.
- [10] ČSN 73 0035: Zatížení stavebních konstrukcí.
- [11] Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov. Díl 1, 2. VÚPS Praha, 1972.
- [12] J. Procházka, P. Štěpánek, J. Krátký, A. Kohoutková a J. Vašková, Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu, Ediční středisko ČVUT v Praze, 2007 (3. vydání 2008), ISBN 978-80-903807-5-2.
- [13] J. Šmejkal, Železobetonové konstrukce I. Skriptum FAV ZČU Plzeň, Plzeň: Typos-tiskařské závody s.r.o., 2010, ISBN 978-80-7043-943-2.
- [14] H. Hanzlová a J. Šmejkal, Betonové a zděné konstrukce 1. Zásady navrhování betonových konstrukcí. Skriptum ČVUT, Česká Technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2013, ISBN 978-80-01-05323-2.
- [15] J. Šmejkal, Železobetonové konstrukce I – Příklady. Západočeská univerzita v Plzni, 2015, ISBN 978-80261-0495-7.
- [16] J. Bittnarová, P. Fajman, M. Kalousková a J. Šejnoha, Pružnost a Pevnost. Skriptum ČVUT, Česká Technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2006, ISBN 80-01-02743-0.
- [17] J. Navrátil, Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2004, ISBN 80-214-2649-7.

- [18] E. Horáček, Panelové budovy – Navrhování a výpočet nosné konstrukce, Praha: SNTL, 1977.
- [19] J. Witzany, J. Pašek, T. Čejka a R. Ziegler, Konstrukce pozemních staveb 70 – Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb. Skriptum ČVUT, Česká Technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2003, ISBN 80-01-02656-6.
- [20] J. Witzany, A. Postřihač a I. Stařecký, „Spolupůsobení stropních dílců při přenášení účinků svislých zatížení,“ *Pozemní stavby*, 6 1977.
- [21] G. König a N. V. Tue, Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, 1996.
- [22] W. Krüger a O. Mertzsch, Zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 533, 2006.
- [23] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, 2008.
- [24] J. Kretz, „Überblick über Berechnungsverfahren zu Verformungsberechnungen nach DIN 1045-1 und Eurocode 2 Teil 1-1,“ *mb-news*, 4 2009.
- [25] Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 630, 2018.
- [26] J. Strobusch, Beitrag zur Verformungsberechnung im Stahlbetonbau mit kritischer Bewertung bestehender Regelungen, Universität Siegen, Dissertation, 2010.
- [27] L. Vejvara a M. Novák, „Analysis of ceiling of panel systems in Pilsen, Czech Republic,“ v *EAN*, 2016.
- [28] J. Šmejkal, „Druhé vydání normy EN1992-1-1 a navrhování stropních konstrukcí s ohledem na průhyb,“ v *sborník Statika staveb Plzeň 2018*, ISBN 978-80-88265-01-6.
- [29] J. Křen a J. Rosenberg, Mechanika kontinua. Skriptum FAV ZČU Plzeň, Plzeň: Typografické závody s.r.o., 2006, ISBN 80-7082-908-7.
- [30] M. Zich a Z. Bažant, „Průhyby železobetonových desek,“ *Beton TKS*, 2010 6.
- [31] L. MARTIN a J. PURKISS, Concrete design to EU 1992. 2nd . ed. London Butterworth-Heinemann, 2006, ISBN 978-0-75-065059.
- [32] C. ARYA, Design of structural elements . Concrete, steelwork, masonry and timber design to British Standards and Eurocodes, Oxon: Spon Press, 2004, ISBN 0-415-26844-3.
- [33] M. Baťa a V. Plachý, Analysis of dynamic effects on engineering structures, Elsevir, Amsterdam Oxford NY Tokyo, 1987.
- [34] CEB-FIP: Model Code for Concrete Structures., Paris: Bulletin d'Information No 125-E, 1987.

- [35] BET International, 2018, Vol.84, 02; Proceedings 62th Beton Tage.
- [36] L. Vejvara, Rekonstrukce průmyslových staveb - vliv karbonatace betonu na životnost konstrukce, disertační práce, České vysoké učení technické v Praze, 2013.
- [37] Projekt: výškové domy Slovany IV, KPO Stavoprojekt Plzeň, 1960.
- [38] PS61 – objekt 4. podlažní, objekt 5. podlažní, objekt 6. podlažní, KPO Stavoprojekt Plzeň, 1961.
- [39] Objekt Nepomucká 4 - Technická zpráva ke stavbě domu v systému PS61, 1962.
- [40] L. Vejvara, Posudky na objekty v systému PS61, Technická dokumentace PS61, 2011, 2015, 2016.
- [41] Rochlovy tabulky: Katalog stropních prvků T06B, 1978.
- [42] Katalog prvků PS69/2 a 2E (Pozemní stavby Plzeň).
- [43] Učební texty – ZČU, obor Stavitelství (2008 - L. Hapl), texty pro STS7 L. Vejvara.
- [44] A. Jílek, L. Grenčík a V. Novák, Betonové konstrukce I. Díl, Praha: SNTL – Nakladatelství technické literatury, n. p., 1985, DT 624.012.4(075.8).
- [45] H. Shkoukani a J. Walraven, „Sustained Tensile Strength of Concrete,“ *IABSE Colloquium Structural Concrete*, 1991.
- [46] J. Witzany, J. Drahorád a V. Honzík, Otvory v panelových domech, Praha: Nová tiskárna Pelhřimov spol. s r.o., 2014, ISBN 978-80-87438-55-8.
- [47] Z. Šmerda a K. Vladimír, Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí, Praha: SNTL, 1978.
- [48] V. Rojík, Panelové objekty - Zásady konstruování a provádění, Praha: SNTL, 1974.
- [49] P. Noakowski, Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rissbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 394, 1988.
- [50] V. Kolář, Fyzikálně a tvarově ortotropní desky, FEM consulting s.r.o, 1993.
- [51] K. R. C. Zilch, Zur Verformungsberechnung von Betontragwerken nach Eurocode 2 mit Hilfsmitteln. Bauingenieur. 87, 2012.
- [52] F. Draxler a M. Drda, Beton v příkladech, vydání druhé, Praha: SNTL, 1975.
- [53] ČSN 73 1211: Navrhování betonových konstrukcí panelových budov, 1987.
- [54] A. Postřihač a a kol., Katalog styků a spojů vnitřních konstrukcí PS69/2, Plzeň: Pozemní stavby n.p., 1982.

SOUPIS PUBLIKACÍ

- [v1] L. Vejvara, M. Novák: Hodnocení panelové soustavy PS61 v Plzni, XXVI. Mezinárodní symposium SANACE 2016 v Brně, květen 2016, publikováno ve sborníku na str. 161, ISBN 978-80-214-5340-1, přijato k uveřejnění v časopise konstrukce
- [v2] L. Vejvara, M. Novák: Analýza svislých sil a napětí u zděných konstrukcí při různých kombinacích zatížení, konference „Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2016“ v Brně, květen 2016, publikováno ve sborníku na str. 189, ISBN 978-80-214-5341-8
- [v3] L. Vejvara, M. Novák: Analýza stropní konstrukce panelového systému PS692E z r. 1989, 54. konference „Experimentální analýza napětí 2016“ v Srní, květen 2016, publikováno ve sborníku na str. 195, ISBN 978-80-261-0623-4
- [v4] P. Brož, M. Novák: Assembling Fracture Mechanics and Fatigue Strength, konference k 80. narozeninám prof. V. Křístka, Praha 2019
-
- [v5] L. Vejvara, M. Novák: Podklady k posuzování stávajících železobetonových konstrukcí, příspěvek odeslán 2/2021 na TZB info“
- [v6] L. Vejvara, M. Novák: Statická problematika zelených střech, příspěvek odeslán do časopisu 2/2021 „Stavebnictví, vydavatel ČKAIT“
- [v7] M. Novák: Příprava skript „Průhyby železobetonových konstrukcí“ pro studenty 4. ročníku bakalářského studia v oboru Stavitelství na fakultě aplikovaných věd, ZČU