

GP: PROJEKTOVÁ KANCELÁŘ BEJČEK BIZDRA DVORÁK ROKYCANOVA 30 PRAHA 3, 130 00 TEL: 271 772 639 FAX: 222 590 945 EMAIL: bbd@bbd.cz HTTP: www.bbd.cz IČO: 28149788 DIČ: CZ-26149788	KOOPERANT: 	AUTORIZAČNÍ RAZÍTKO: 
INVESTOR: Sportovní zařízení města Kroměříže, příspěvková organizace Obvodová 3965/17, 767 01 Kroměříž		
AKCE: ZIMNÍ STADION KROMĚŘÍŽ parc.č. st. 6025, st. 4592 a st. 4591, kat. území Kroměříž "Rekonstrukce technologie chlazení, včetně nové chladicí desky a stavebních úprav objektu technologie"		
PROJEKTOVÝ STUPEŇ: DOKUMENTACE PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY		
GP, HIP:	ING. PAVEL BEJČEK	DATUM: 12 / 2019
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. PAVEL BEJČEK	ZAKÁZKA Č. 12 / 2019
PROJEKTANT:	ING. MICHAL ŠIBRAVA	 MĚŘÍTKO:
VYPRACOVAL:	ING. MARTIN HARDUBEJ	ČÍSLO PARÉ:
PROFESE: STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ		ČÁST: D.1.2
VÝKRES: TECHNICKÁ ZPRÁVA		Č.V.: D.1.1.2

1. OBSAH

1. OBSAH	2
2. D 1.1.2a TECHNICKÁ ZPRÁVA	3
2.1. Úvod	3
2.1.1. Identifikační údaje	3
2.1.2. Zadávací podmínky	3
2.1.2.1. Použité podklady	3
2.1.2.2. Použité normy a předpisy	3
2.1.2.3. Použité výpočetní programy	5
2.1.2.4. Návrh konstrukce s ohledem na životnost	5
2.1.2.5. Zatřídění konstrukce dle managementu spolehlivosti staveb	5
2.1.3. Provedení betonových konstrukcí	5
2.1.3.1. Kvalita betonových konstrukcí	5
2.1.3.2. Řádné a dodatečné kotvení konstrukce	6
2.1.3.3. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy	6
2.1.3.4. Deformace betonových konstrukcí	7
2.1.3.5. Pracovní spáry	7
2.1.3.6. Smršťování a dotvarování betonu	7
2.1.3.7. Tolerance betonových konstrukcí	8
2.1.3.8. Provedení betonových konstrukcí s ohledem na požární zatížení	8
2.1.3.9. Konstrukce – všeobecně	8
2.1.4. Konstrukce – výpočet	9
2.1.5. Proměnná zatížení dle ČSN EN 1991-1-x	9
2.1.5.1. Kategorie	9
2.1.5.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení	9
2.1.5.3. Přírodní seismická	9
2.1.5.4. Dynamické zatížení	9
2.1.5.5. Kombinace zatížení	10
2.2. Popis objektu – všeobecně	10
2.3. Konstrukční řešení	10
2.3.1. Chladicí deska	10
2.3.2. Nové prostupy	10
2.4. Zásady vyztužení jednotlivých konstrukcí	11
2.5. Použité materiály	11
3. D 1.1.2b STATICKÝ VÝPOČET	12
3.1. Chladicí deska	12
3.2. Otvor ve střešní desce	13
4. D 1.1.2d PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCE	18
4.1. Všeobecně	18
4.2. Kontroly stavby pro zajištění spolehlivosti konstrukce	18
4.2.1. Návrhové životnosti	18
4.2.2. Kontrola během provádění	18
4.2.3. Diferenciace prostřednictvím indexu spolehlivosti β	19
4.2.4. Diferenciace prostřednictvím dílčích součinitelů	19
4.3. Definice dle materiálu konstrukce	19
4.3.1. Nosné základové a betonové konstrukce	19

2. D 1.1.2a TECHNICKÁ ZPRÁVA

2.1. Úvod

Obsahem předkládané dokumentace je statické řešení stavebních úprav ledové plochy a zázemí zimního stadionu Studénka, v rozsahu realizační dokumentace ve smyslu prováděcí vyhlášky číslo 62/2013 Sb.

2.1.1. Identifikační údaje

Název stavby	Zimní stadion Kroměříž – Rekonstrukce technologie chlazení, včetně nové chladicí desky a stavebních úprav objektu technologie
Místo stavby	parc. č. st. 6025, st. 4592 a st. 4591, kat. území Kroměříž
Účel stavby	Zimní stadion
Charakter stavby	Stavební úpravy
Investor	Sportovní zařízení města Kroměříže, příspěvková organizace Obvodová 3965/17, 767 01 Kroměříž
GP	B. B. D. s.r.o., Rokycanova 30, 130 00 Praha 3
Stavební část	B. B. D. s.r.o., Rokycanova 30, 130 00 Praha 3

2.1.2. Zadávací podmínky

Konstrukce jsou navrženy podle platných ČSN. Nebyly předepsány zvláštní tolerance na provádění konstrukcí, předpokládá se dodržení platných norem.

2.1.2.1. Použité podklady

- Stavební řešení objektu – B. B. D. s.r.o. 11/2019

2.1.2.2. Použité normy a předpisy

Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
-------------	------------------------------

Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění

ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení

Betonové konstrukce – navrhování

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-1-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
TP ČBS 02 Bílé vany – vodonepropustné betonové konstrukce

Beton – technologie

ČSN EN 206+A1 Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
ČSN 73 0202 Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebírková betonářská ocel – Všeobecně
ČSN 73 0210-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění. Část 1: Přesnost osazení
ČSN 73 0212-1 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 1: Základní ustanovení
ČSN 73 0212-3 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 3: Pozemní stavební objekty
ČSN 73 0212-5 Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 5: Kontrola přesnosti stavebních dílců
ČSN 73 2401 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu
ČSN 73 2480 Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí
ČSN 73 6180 Hmoty pro ošetřování povrchu čerstvého betonu

Zakládání konstrukcí

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
ČSN EN 1997-2 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Průzkum a zkoušení základové půdy
ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN 72 1006 Kontrola hutnění zemin a sypanin

Speciální konstrukce – navrhování

(ČSN 73 0038) Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách
ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

Stavební konstrukce – výkresy

ČSN 01 3481 Výkresy stavebních konstrukcí. Výkresy betonových konstrukcí
ČSN EN ISO 3766 Výkresy stavebních konstrukcí – Kreslení výztuže do betonu

2.1.2.3. Použité výpočetní programy

FIN EC	program pro rovinnou a prostorovou analýzu prutových konstrukcí deformační variantou MKP včetně dimenzování podle platných ČSN EN, FINE s.r.o.
GEO 5.5	komplexní programy pro geotechniku a zakládání podle platných ČSN, FINE s.r.o.
EXCEL	pomocné tabulky pro dimenzování prvků

2.1.2.4. Návrh konstrukce s ohledem na životnost

S odvoláním na definice životnosti konstrukce jsou předmětné konstrukce zařazeny dle ČSN EN 1990 tab. 2. 1. do kategorie návrhové životnosti: kat. 4, životnost 50 let

Tab. 2. 1. – Informativní návrhové životnosti

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce ⁽¹⁾
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	zemědělské a obdobné stavby
4	50	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce
⁽¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.		

2.1.2.5. Zatřídění konstrukce dle managementu spolehlivosti staveb

Podle dělení diferenciace spolehlivosti konstrukce je předmětná konstrukce zařazena v souladu s ČSN EN 1990, příloha B do třídy následků CC2/prohlídka 5/10 let

Tabulka B. 1. – Definice tříd následků

Třídy následků	Popis	Příklady pozemních nebo inženýrských staveb
CC3	velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo velmi významné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	stadiony, budovy určené pro veřejnost, kde jsou následky poruchy vysoké (např. koncertní sály)
CC2	střední následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	obytné a administrativní budovy a budovy určené pro veřejnost, kde jsou následky poruchy středně závažné (např. kancelářské budovy)
CC1	malé následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo malé/ zanedbatelné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Zemědělské budovy, kam lidé běžně nevstupují (např. budovy pro skladovací účely, skleníky)

2.1.3. Provedení betonových konstrukcí

2.1.3.1. Kvalita betonových konstrukcí

Konstrukce musí být provedeny v tolerancích požadovaných platnými normami ČSN EN 13670. Z hlediska kvality výsledného povrchu betonu jsou konstrukce rozděleny do tří kategorií:

- a) běžný povrch bez zvláštních nároků
- b) pohledový beton bez mimořádných nároků

- c) pohledový beton s maximálními nároky na kvalitu provedení

Kategorie a) platí pro všechny povrchy, které nebudou trvale viditelné. Z konstrukčního hlediska musí tyto povrchy vyhovět pouze běžným požadavkům na kvalitní beton s patřičným krytím výztuže bez hnízd a nepřiměřených trhlin. Rovinatost povrchu musí vyhovovat navazujícím konstrukcím.

Kategorie b) platí pro povrchy betonu ve všech pomocných prostorech, parkingu, strojovnách, pomocných schodištích, nebo povrchy dostatečně vzdálené od přímého kontaktu. Povrch musí být takový, aby jej nebylo nutné dále stěrkovat, či omítat. Má být hutný, hladký, uzavřený, množství pórů velikostí 1–15 mm, maximálně 0,3% ze zkušební plochy 0,50 x 0,50 m. Ostré hrany musí být zkoseny, do pracovních spar musí být osazeny lišty, dilatační spáry musí být utěsněny proti vniknutí vody a kryty lištami nebo pásy. Rozmístění pracovních a optických spar musí být odsouhlaseno architektem a zadavatelem. Pracovní postup musí být navržen tak, aby nedocházelo ke vzniku větších než vlasových trhlin nebo k následnému znečištění nebo poškození povrchu.

Kategorie c) platí pro vizuálně exponované povrchy a esteticky náročné prostory. Rozměrová tolerance se zpřísňuje na $\pm 10\text{mm}$ v obou směrech, bednění je nutné překontrolovat z hlediska nerovností. Povrch musí být hladký, celistvý, vyrovnaný, ve stejném barevném odstínu, napínací zámky a místa styku bednění musí být odsouhlasena architektem. Předpokládá se provedení zkušebních vzorků, jejich schválení a uchovávání pro další porovnávání. Až do kolaudace musí být plochy chráněny před možným poškozením.

Poznámka: Jeden a týž prvek může být zařazen do různých kategorií, rozhoduje kategorie s vyššími nároky.

2.1.3.2. Řádné a dodatečné kotvení konstrukce

Svislé nosné monolitické konstrukce jsou vždy vyvazovány na kotevní výztuž z předchozí sousedící monolitické konstrukce. Veškeré sousedící monolitické konstrukce jsou navzájem provázané výztuží. Každý vzniklý vyvázaný roh (ať ve stěně nebo v desce) musí mít zavlečenou vnitřní závlačovou výztuž. Pro kotvení platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro nastavování výztuží platí vždy min. délka přesahu (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

Veškeré dodatečné kotvení musí být předem odsouhlaseno projektantem prováděcí části dokumentace. Dodatečné kotvení se bude provádět pomocí navrtávky a vlepené výztuže. Osazování výztuže se řídí technologickými předpisy výrobce. Pro kotvení v tlaku platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro kotvení v tahu platí vždy délky výztuže na min. přesahovou délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

2.1.3.3. Montáž – velikost dílů, etapy, postupy

Dodavatel si sám určí dělení montovaných dílců dle svých možností. Stejně tak vypracuje technologické postupy pro vlastní provádění. Smršťovací pásy, jejich polohu, velikost apod., si určuje technolog stavby před zahájením prací v souladu s technologickými předpisy.

2.1.3.4. Deformace betonových konstrukcí

Svislé deformace betonové konstrukce jsou omezeny ustanoveními norem ČSN EN 1992-1-1 „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby“. Vodorovné deformace nejsou omezeny ve výše uvedené normě, ale budou omezeny na 1/500 výšky konstrukce, a to i po jednotlivých podlažích. Deformace konstrukcí jsou limitovány obecnými texty v ČSN EN 1992-1-1 [11] čl. 7.4.1, které definují nutnost zajištění funkčnosti a vzhledu konstrukce. Dále se správně zdůrazňuje nutnost přihlédnout k povaze konstrukce a k její interakci s dalším vybavením budovy (příčky, obklady, technická zařízení a povrchy). Taková kritéria je nutné projednat a nechat schválit během projektování investorem a dodavateli ostatních konstrukcí. Čl. 7.4.1 odst. (4) uvádí údaje o limitu průhybu 1/250 rozpětí při kvazi stálém zatížení a limit nárůstu průhybu 1/500 rozpětí při kvazi stálém zatížení od zabudování prvku viz odst. (5). Tyto hodnoty je nutné považovat za velmi orientační, pro riziko porušení nenosných částí budov nemusí být dostačující. Pro kmitání nejsou v ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1992-1-1 [11] stanovena konkrétní kritéria. Uvedené orientační hodnoty mezních průhybů mají zajistit vyhovující funkčnost staveb, a to např. obytných, administrativních a veřejných budov nebo továren, pokud na ně nejsou kladeny zvláštní požadavky.

a) Při požadavcích na vzhled a obecnou použitelnost:

Průhyb vypočtený při kvazi stálém zatížení nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí. Průhyb se stanoví ve vztahu k podporám. Pro kompenzaci celého průhybu nebo jeho části lze použít nadvýšení, které nemá překročit hodnotu 1/250 rozpětí.

b) Při požadavcích na průhyby po zabudování prvku:

Průhyb od zatížení po zabudování prvku vypočtený při kvazi stálém zatížení nemá překročit hodnotu 1/500 rozpětí. Toto kritérium je třeba kontrolovat, pokud nadměrné průhyby mohou poškodit připojené prvky (např. příčky, zasklení, obklady, technická zařízení budov apod.).

2.1.3.5. Pracovní spáry

Pracovní spáry při betonáži se předpokládají vždy na spodním a horním líci stropní konstrukce. Konstrukce vertikálních komunikačních prvků (rampy, schodiště) budou betonovány dodatečně a navázání výztuže bude provedeno s pomocí přípravků osazených před betonáží do souvisejících svislých konstrukcí. Pracovní spáry budou v případě požadavků na vodotěsnost řešeny těsníci systémy.

2.1.3.6. Smršťování a dotvarování betonu

Nepříznivé účinky od smršťování betonu budou omezeny vhodným uspořádáním výztuže, například uložením výztuže i v tlačené oblasti stropní desky, vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech. Standardně bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi. U desek i stěn bude vodorovná výztuž navržena na šířku trhliny od vynucených přetvoření. Budou použita vlákna proti smršťování pro konstrukce suterénu v kontaktu s exteriérem.

2.1.3.7. Tolerance betonových konstrukcí

Tolerance vertikální i horizontální, jak celkové, tak lokální, nosné železobetonové konstrukce jsou omezeny podle znění ČSN EN 13670 „Provádění betonových konstrukcí“ – Toleranční třída 1. Požadavky na dodržení výrobních rozměrových a povrchových tolerancí budou následující:

- 1) Poloha základu v půdorysu vztažená k sekundárním přímkám: ± 25 mm
- 2) Poloha základu ve svislém směru vztažená k sekundární úrovni: ± 20 mm
- 3) Rozměry průřezu (s lineární interpolací pro mezilehlé hodnoty)
 - a. Pro $l \leq 150$ mm: ± 10 mm
 - b. Pro $l = 400$ mm: ± 15 mm
 - c. Pro $l \geq 2500$ mm: ± 30 mm
- 4) Poloha betonářské výztuže (s lineární interpolací pro mezilehlé hodnoty)
 - a. Pro $h \leq 150$ mm: $+ 10$ mm
 - b. Pro $h = 400$ mm: $+ 15$ mm
 - c. Pro $h \geq 2500$ mm: $+ 20$ mm
- 5) Krytí výztuže: ± 10 mm (ΔC_{def})
- 6) Stykování přesahem (l = délka přesahu): $- 0,06 l$

2.1.3.8. Provedení betonových konstrukcí s ohledem na požární zatížení

Není-li uvedeno jinak, jsou železobetonové konstrukce standardně navrženy na požární odolnost 60 minut. Pro posouzení požární odolnosti nosných železobetonových prvků byly použity tabulky firmy PAVUS a.s. - „Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů“. Tyto hodnoty jsou z hlediska návrhu na straně bezpečné a odpovídají požadavkům normy ČSN EN 1992-1-2: „Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru“.

2.1.3.9. Konstrukce – všeobecně

Při provádění veškerých stavebních prací je třeba se řídit závaznými ustanoveními platných norem a podmínkami bezpečnosti práce obsažené v Zákoníku práce a vyhláškách Státního úřadu inspekce práce.

- | | |
|-----------------|--|
| č. 591/2006 Sb. | Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích |
| č. 309/2006 Sb. | Zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci |
| č. 362/2005 Sb. | Požadavky na bezpečnost a ochranu zdraví při nebezpečí pádu |

Stavbu budou provádět osoby s příslušnou odborností a zkušeností. Vedení stavby bude prováděno v souladu se Stavebním zákonem č. 183/2006 Sb.

Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací.

Předkládaná dokumentace je zhotovena v souladu s prováděcí vyhláškou č. 62/2013 Sb. o dokumentaci staveb.

2.1.4. Konstrukce – výpočet

Analýza konstrukcí je provedena lineárním výpočtem, uvažováno je pouze působení zatížení na nedeformované konstrukci. Pro podrobnou analýzu konstrukcí byly modelovány jednotlivé dílčí prvky s ohledem na vzájemné působení.

2.1.5. Proměnná zatížení dle ČSN EN 1991-1-x

2.1.5.1. Kategorie

Kategorie C	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (kromě ploch uvedených v kategoriích A, B a D)
Kategorie C5	plochy, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí, např. budovy pro veřejné akce jako koncertní sítě, sportovní haly, včetně tribun, terasy a přístupové plochy, železniční nástupiště.

2.1.5.2. Uvažované hodnoty užitého zatížení

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie C		
- C5	5,00	4,50

2.1.5.3. Přírodní seismicitu

Zájmová oblast je dle mapy seizmických oblastí České republiky v ČSN EN 1998-1 zařazena do oblasti s referenčním špičkovým zrychlením podloží $a_{gR} \leq 0,02g$ (NA. 2.6.). Objekt je dle tabulky 4.3, resp. tabulky NA. 1 zařazen do třídy významu II (obvyklé pozemní stavby) a z toho vyplývá, že součinitel významu $\gamma_I = 1,0$ (NA. 2.14). Na základě tabulky 3. 1. je možné zatřídit základové prostředí jako typ E, pro které platí hodnota $S = 1,6$ (Tabulka 3.3; NA. 2.10). Podle znění článku NA. 2.8. je v posouzení oblasti uvažovat za rozhodující kritérium $a_g S \leq 0,05g$ ($a_{gR} \gamma_I S = 0,02g \cdot 1,0 \cdot 1,6 = 0,032g \leq 0,05g$). V případě, že je splněno předchozí kritérium, není třeba dle znění článku 3.2.1. (5) dodržet ustanovení normy.

Závěr: ustanovení normy ČSN EN 1998-1 není nutné dodržet a nosnou konstrukci není třeba dimenzovat na zatížení přírodní seismicitou.

2.1.5.4. Dynamické zatížení

V objektu nebude instalováno žádné nestandardní technologické zatížení, které by vyvolávalo dynamické účinky na nosné konstrukce. S dynamickým zatížením proto není ve výpočtu uvažováno.

2.1.5.5. Kombinace zatížení

Základní kombinace zatížení jsou uvažovány v souladu ČSN EN 1990 včetně zavedení redukčních součinitelů dle základní normy a Národního aplikačního dokumentu (NAD).

Nepříznivá kombinace:

$$\text{Výraz (6.10a): } 1,35 G_{k,j,\text{sup}} + 1,5 \psi_{0,1} Q_{k,1} + 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Výraz (6.10b): } 1,35 \cdot 0,85 G_{k,j,\text{sup}} + 1,5 Q_{k,1} + 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Příznivá kombinace:

$$\text{Výraz (6.10a): } 1,0 G_{k,j,\text{inf}}$$

$$\text{Výraz (6.10b): } 1,0 G_{k,j,\text{inf}} + 1,5 Q_{k,1}$$

2.2. Popis objektu – všeobecně

Předmětem této projektové dokumentace jsou stavební úpravy stávající ledové plochy, včetně bezprostředního okolí ledové plochy.

2.3. Konstruktivní řešení

2.3.1. Chladicí deska

Nová monolitická chladicí deska je navržena tloušťky 125 mm, z betonu kvality C30/37-XC4-XF1, s polypropylenovými vlákny 0,9 kg/m³. Povrch desky je strojně hlazený se vsypem, s rovinností ±5 mm a uzavíracím nástřikem. Dilatace vlastní desky se nepředpokládá. Kolem obvodu chladicí desky je navržena dilatační spára šířky 30 mm, s vyplněním flexibilním dilatačním pásem, event. bude spára zatmelena PU tmelem. Deska je při obou površích vyztužena sítí KARI 8/100-8/100. Stykování výztuže je navrženo pomocí vázané výztuže. Alternativně může být deska vyztužena při horním povrchu atypickou sítí KARI Ø8-100/100 mm, s přesahem 300 mm, **bez zvednutí u přesahů**, horní krytí 20 mm; při spodním povrchu atypickou sítí KARI Ø8-100/100 mm, s přesahem 300 mm, **bez zvednutí u přesahů**, spodní krytí 25-30 mm. Způsob vyztužení si zvolí vybraný dodavatel.

Ocelové chladicí potrubí je Ø 27 mm, ukládané mezi ocelové distanční hřebínky výšky 21 mm pod potrubím. Stávající chladicí deska bude vyrovnána vrstvou betonové mazaniny, z betonu kvality C16/20-XC2. Součástí skladby ledové plochy je vrstva tepelné izolace z extrudovaného polystyrenu XPS 300 s polodrážkou tloušťky 2*60 mm, hydroizolační vrstva a kluzná vrstva. Vrstvy budou doplněny ochrannými a separačními textiliemi.

Kotevní prvky pro mantinely budou osazeny po obvodu hrací plochy v chlazené desce před její betonáží a před pokládkou chladicích trubek. Kotevní elementy budou v úpravě žárového (popř. galvanického) zinku.

2.3.2. Nové prostupy

Ve střešní desce objektu technologie budou provedeny dva nové otvory. Dle dostupných informací je střešní deska tvořená panely tloušťky 200 mm. Jedná se o dutinové předpínané panely na světlý rozpon 7,0 m. Přesný typ panelu nebyl zjištěn. Stropní konstrukce je tedy posuzována pro různé typy panelů. Na střešní desce je uvažováno zatížení od střešního pláště + užitné servisní zatížení. Na toto stávající zatížení

byly posouzeny 3 typy panelů. Shodně je maximální šířka otvoru limitována velikostí 375 mm. Otvor musí být proveden na kraji panelu – viz statický výpočet. Otvor musí být proveden tak, aby nedošlo k porušení zachovávané konstrukce.

2.4. Zásady vyztužení jednotlivých konstrukcí

- Při vyztužování je nutné dodržet konstrukční zásady dle ČSN EN 1992-1-1 a dle ČSN EN 13670.
- Výztuž nutno stykovat přesahem dle konstrukčních zásad.
- Otvory v deskách a ve stěnách, volné okraje desek, stejně tak trnování stěn a sloupů, bude opatřeno lemovací, resp. závlačovou výztuží.
- Distanční výztuž je možno provést pomocí kozlíků nebo pomocí distančních žebříčků.

2.5. Použité materiály

Podkladní beton	...	beton C16/20-XC2
Chladicí deska	...	beton C30/37-XC4-XF1 (výztuž KARI, B500)

V Praze dne 12. 12. 2019

Vypracoval: Ing. Martin Hardubej

Ing. Michal Šibrava

3. D 1.1.2b STATICKÝ VÝPOČET

3.1. Chladicí deska

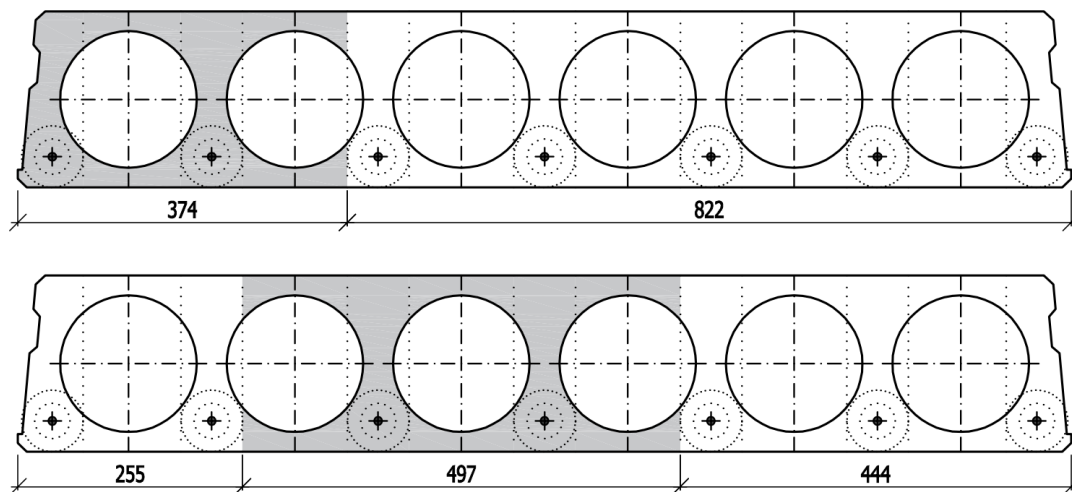
Posouzení průřezu na limitní šířku trhlin dle ČSN EN 1992-1-1									
Beton	C30/37	Ecm	33	GPa					
		fctm	2,9	MPa					
		s	0,2	-					
		Nárůst pevnosti	28,0	dnů					
Ocel	B500	Es	200,0	GPa					
		fyk	500,0	MPa					
Průřez		b	1,000	m					
		h	0,125	m					
		d	0,099	m					
		Act	0,125	m2					
Výztuž		Profil	8	-	8	-			
		Počet	10	ks/bm	10	ks/bm			
		Krytí	20	mm	25	mm			
		Plocha	502,4	mm2	502,4	mm2			
			OK		OK				
		Suma Pl	1004,8	mm2					
Čas		t	3	dny					
As,min	148,357	mm2	128,050	mm2	VYHOVUJE				
kc			1,0						
k			1						
Betacc			0,663						
fctm(t)			1,920	MPa					
Napětí ve výztuži			238,891	MPa	VYHOVUJE				
Úprava pro průměr prutu			20,5	mm	Platí omezení pro průměr				20
Součinitelé									
k1			0,8						
k2			0,5						
k3			3,4						
k4			0,425						
kt			0,4						
hc,eff	min	0,066							
		0,042	0,042						
		0,063							
Alfac			6,091						
rop,eff			0,0241						
wk			0,000134	m	0,134 mm				

3.2. Otvor ve střešní desce

POSOUZENÍ PANELU HCE200 - 4X/5 ZJEDNODUŠENOU METODOU					
Název akce:	ZS Kroměříž				
Popis posuzovaných prvků:	Střešní panel				
Základní vstupní údaje					
typ panelu	HCE200 - 4X/5	[-]	poloha panelu	vnitřní	[-]
třída prostředí	XC1	[-]	požární odolnost	REI60	min
délka panelu L _o	7200	mm	příčný roznos sil	ne	[-]
délka uložení panelu - levá podpora	100	mm	pravá podpora	100	mm
Definice otvoru:					
poloha otvoru	bez otvoru	[-]	šířka otvoru	0	mm
Zatížení					
	charakteristické	y _f	návrhové	charakteristické	návrhové
	kN/m ²⁽¹⁾	[-]	kN/m ²⁽¹⁾	kN/1,20m	kN/1,20m
vlastní hmotnost panelu PPD g _o	2,63	1,35	3,55	3,15	4,26
stálé zatížení - podlahy g ₁	2,00	1,35	2,70	2,40	3,24
stálé zat. - příčky	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Střechy H<1000m.n.m.	0,75	1,50	1,13	0,90	1,35
přítížení způsobené otvorem (g+q) _{otv}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
celkově bez vlastní tíhy HCE Σ _q	2,75	1,24	3,42	3,30	4,59
celkově včetně vlastní tíhy HCE Σ _q	5,38	1,27	6,81	6,45	8,85
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek1}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed1}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd1}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek2}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed2}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd2}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek3}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed3}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd3}		mm
Navržený rozměr bačkory pod osamělým břemenem			240x	240 mm	
Vnitřní síly:					
Příspěvek posouvající síly od kroucení			V _{ETd}		kN/1,20m
Výpočtová posouvající síla			V _{Ed}	29,95	kN/1,20m
Suma výpočtových posouvajících sil			ΣV _{Ed}	29,95	kN/1,20m
Normový ohybový moment v poli			M _{Ek}	40,66	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli			M _{Ed}	55,75	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment nad podporou			M _{Ed (-)}		kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli při požáru			M _{Ed,fi}	39,02	kNm/1,20m
Parametry panelu HCE:					
rozpětí panelu L = teoretická vzdálenost podpor			L	7100	mm
panel bez otvoru			b _{otvmax}	0	mm
Mez porušení posouvající silou			V _{Rd}	68,20	kN/1,20m
Moment na mezi vzniku trhlin pro délku L=7,5m			M _{cr}	59,50	kNm/1,20m
Moment na mezi únosnosti			M _{Rd}	101,90	kNm/1,20m
Max. charakteristické zatížení (20% G + 80% Q) L=7,5m			G _{EK} +Q _{EK}	3,82	kN/m^2
Moment na mezi únosnosti při požáru REI60			M _{Rd,fi}	101,90	kNm/1,20m
Posouzení:					
	limitní hodnota		skutečná hodnota		
Maximální šířka otvoru	0 mm	>	0 mm	VYHOVUJE	
Posouzení smyku	68,2 kN/1,20m	>	29,9 kN/1,20m	VYHOVUJE	44%
Charakteristický ohybový moment	59,5 kNm/1,20m	>	40,7 kNm/1,20m	VYHOVUJE	68%
Návrhový ohybový moment	101,9 kNm/1,20m	>	55,7 kNm/1,20m	VYHOVUJE	55%
Max. charakteristické zatížení	3,82 kN/m^2	>	2,75 kN/m^2	VYHOVUJE	72%
Odolnost při požáru	101,9 kNm/1,20m	>	39 kNm/1,20m	VYHOVUJE	38%
Posuzovaný panel HCE200 - 4X/5 VYHOVUJE.					
Celkové využití panelu				72,0 %	

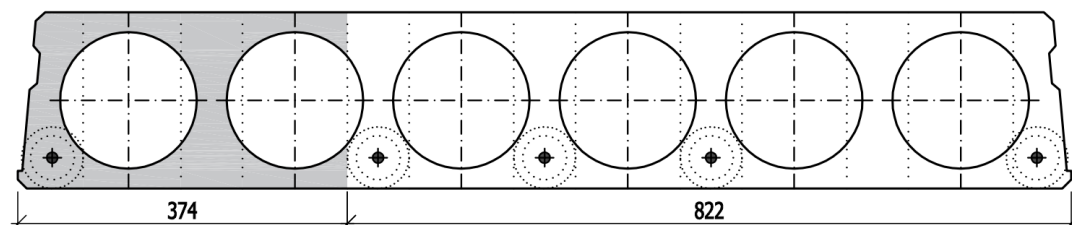
HCE200 - 0/7X

M 1:7,5



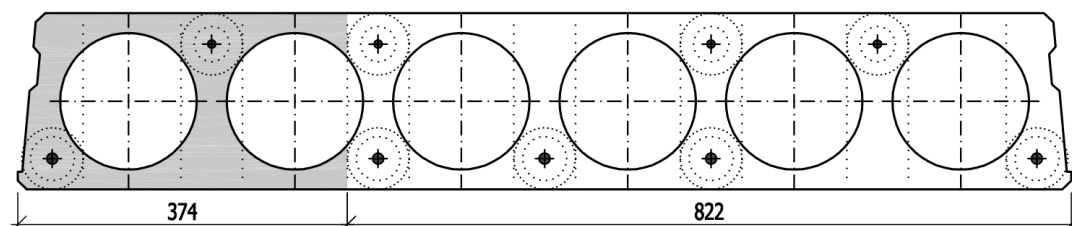
HCE200 - 0/5

M 1:7,5



HCE200 - 4X/5

M 1:7,5



POSOUZENÍ PANELU HCE200 - 4X/5 ZJEDNODUŠENOU METODOU

Název akce:	ZS Kroměříž				
Popis posuzovaných prvků:	Střešní panel				
Základní vstupní údaje					
typ panelu	HCE200 - 4X/5	[-]	poloha panelu	vnitřní	[-]
třída prostředí	XC1	[-]	požární odolnost	REI60	min
délka panelu Lo	7200	mm	příčný roznos sil	ne	[-]
délka uložení panelu - levá podpora	100	mm	pravá podpora	100	mm
Definice otvoru:					
poloha otvoru	boční	[-]	šířka otvoru	376	mm
Zatížení	charakteristické	γf	návrhové	charakteristické	návrhové
	kN/m ²⁽¹⁾	[-]	kN/m ²⁽¹⁾	kN/1,20m	kN/1,20m
vlastní hmotnost panelu PPD g _o	2,63	1,35	3,55	3,15	4,26
stálé zatížení - podlahy g ₁	2,00	1,35	2,70	2,40	3,24
stálé zat. - příčky	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Střechy H<1000m.n.m.	0,75	1,50	1,13	0,90	1,35
přetížení způsobené otvorem (g+q) _{otv}	0,84	1,37	1,16	1,01	1,39
celkově bez vlastní tíhy HCE Σ _q	3,59	1,23	4,42	4,31	5,98
celkově včetně vlastní tíhy HCE Σ _q	6,22	1,28	7,97	7,46	10,23
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek1}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed1}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd1}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek2}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed2}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd2}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek3}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed3}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd3}		mm
Navržený rozměr bačkory pod osamělým břemenem			240x	240 mm	
Vnitřní síly:					
Příspěvek posouvající síly od kroucení			V _{ETd}		kN/1,20m
Výpočtová posouvající síla			V _{Ed}	34,64	kN/1,20m
Suma výpočtových posouvajících sil			ΣV _{Ed}	34,64	kN/1,20m
Normový ohybový moment v poli			M _{Ek}	47,04	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli			M _{Ed}	64,48	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment nad podporou			M _{Ed (-)}		kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli při požáru			M _{Ed,fi}	45,14	kNm/1,20m
Parametry panelu HCE:					
rozpětí panelu L = teoretická vzdálenost podpor			L	7100	mm
maximální šířka otvoru v rohu nebo z boku panelu			b _{otvmax}	376	mm
Mez porušení posouvající silou			V _{Rd}	68,20	kN/1,20m
Moment na mezi vzniku trhlin pro délku L=7,5m			M _{cr}	59,50	kNm/1,20m
Moment na mezi únosnosti			M _{Rd}	101,90	kNm/1,20m
Max. charakteristické zatížení (20% G + 80% Q) L=7,5m			G _{Ek} +Q _{Ek}	3,82	kN/m ²
Moment na mezi únosnosti při požáru REI60			M _{Rd,fi}	101,90	kNm/1,20m
Posouzení:	limitní hodnota	skutečná hodnota			
Maximální šířka otvoru	376 mm	>	376 mm	VYHOVUJE	
Posouzení smyku	68,2 kN/1,20m	>	34,6 kN/1,20m	VYHOVUJE	51%
Charakteristický ohybový moment	59,5 kNm/1,20m	>	47 kNm/1,20m	VYHOVUJE	79%
Návrhový ohybový moment	101,9 kNm/1,20m	>	64,5 kNm/1,20m	VYHOVUJE	63%
Max. charakteristické zatížení	3,82 kN/m ²	>	3,59 kN/m ²	VYHOVUJE	94%
Odolnost při požáru	101,9 kNm/1,20m	>	45,1 kNm/1,20m	VYHOVUJE	44%

Posuzovaný panel HCE200 - 4X/5 VYHOVUJE.

Celkové využití panelu

94,0 %

POSOUZENÍ PANELU HCE200 - 0/7X ZJEDNODUŠENOU METODOU

Název akce:			ZS Kroměříž		
Popis posuzovaných prvků:			Střešní panel		
Základní vstupní údaje					
typ panelu	HCE200 - 0/7X	[-]	poloha panelu	vnitřní	[-]
třída prostředí	XC1	[-]	požární odolnost	REI60	min
délka panelu Lo	7200	mm	příčný roznos sil	ne	[-]
délka uložení panelu - levá podpora	100	mm	pravá podpora	100	mm
Definice otvoru:					
poloha otvoru	boční	[-]	šířka otvoru	376	mm
Zatížení					
	charakteristické	γf	návrhové	charakteristické	návrhové
	kN/m ²⁽¹⁾	[-]	kN/m ²⁽¹⁾	kN/1,20m	kN/1,20m
vlastní hmotnost panelu PPD g ₀	2,63	1,35	3,55	3,15	4,26
stálé zatížení - podlahy g ₁	2,00	1,35	2,70	2,40	3,24
stálé zat. - příčky	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Střechy H<1000m.n.m.	0,75	1,50	1,13	0,90	1,35
přetížení způsobené otvorem (g+q) _{otv}	0,84	1,37	1,16	1,01	1,39
celkově bez vlastní tíhy HCE Σ _q	3,59	1,23	4,42	4,31	5,98
celkově včetně vlastní tíhy HCE Σ _q	6,22	1,28	7,97	7,46	10,23
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek1}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed1}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd1}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek2}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed2}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd2}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P _{Ek3}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P _{Ed3}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l _{pd3}		mm
Navržený rozměr bačkory pod osamělým břemenem			240x	240 mm	
Vnitřní síly:					
Příspěvek posouvající síly od kroucení			V _{ETd}		kN/1,20m
Výpočtová posouvající síla			V _{Ed}	34,64	kN/1,20m
Suma výpočtových posouvajících sil			ΣV _{Ed}	34,64	kN/1,20m
Normový ohybový moment v poli			M _{Ek}	47,04	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli			M _{Ed}	64,48	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment nad podporou			M _{Ed (-)}		kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli při požáru			M _{Ed,fi}	45,14	kNm/1,20m
Parametry panelu HCE:					
rozpětí panelu L = teoretická vzdálenost podpor			L	7100	mm
maximální šířka otvoru v rohu nebo z boku panelu			b _{otvmax}	376	mm
Mez porušení posouvající silou			V _{Rd}	66,60	kN/1,20m
Moment na mezi vzniku trhlin pro délku L=7,5m			M _{cr}	56,50	kNm/1,20m
Moment na mezi únosnosti			M _{Rd}	80,10	kNm/1,20m
Max. charakteristické zatížení (20% G + 80% Q) L=7,5m			G _{EK} +Q _{EK}	4,04	kN/m^2
Moment na mezi únosnosti při požáru REI60			M _{Rd,fi}	80,10	kNm/1,20m
Posouzení:					
	limitní hodnota		skutečná hodnota		
Maximální šířka otvoru	376 mm	>	376 mm	VYHOVUJE	
Posouzení smyku	66,6 kN/1,20m	>	34,6 kN/1,20m	VYHOVUJE	52%
Charakteristický ohybový moment	56,5 kNm/1,20m	>	47 kNm/1,20m	VYHOVUJE	83%
Návrhový ohybový moment	80,1 kNm/1,20m	>	64,5 kNm/1,20m	VYHOVUJE	81%
Max. charakteristické zatížení	4,04 kN/m^2	>	3,59 kN/m^2	VYHOVUJE	89%
Odolnost při požáru	80,1 kNm/1,20m	>	45,1 kNm/1,20m	VYHOVUJE	56%

Posuzovaný panel HCE200 - 0/7X VYHOVUJE.

Celkové využití panelu

88,9 %

POSOUZENÍ PANELU HCE200 - 0/5 ZJEDNODUŠENOU METODOU

Název akce:	ZS Kroměříž				
Popis posuzovaných prvků:	Střešní panel				
Základní vstupní údaje					
typ panelu	HCE200 - 0/5	[-]	poloha panelu	vnitřní	[-]
třída prostředí	XC1	[-]	požární odolnost	REI60	min
délka panelu L_0	7200	mm	příčný roznos sil	ne	[-]
délka uložení panelu - levá podpora	100	mm	pravá podpora	100	mm
Definice otvoru:					
poloha otvoru	boční	[-]	šířka otvoru	376	mm
Zatížení	charakteristické	γ_f	návrhové	charakteristické	návrhové
	$\text{kN/m}^{2(1)}$	[-]	$\text{kN/m}^{2(1)}$	kN/1,20m	kN/1,20m
vlastní hmotnost panelu PPD g_o	2,63	1,35	3,55	3,15	4,26
stálé zatížení - podlahy g_1	2,00	1,35	2,70	2,40	3,24
stálé zat. - příčky	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00
Střechy $H < 1000 \text{ m.n.m.}$	0,75	1,50	1,13	0,90	1,35
přetížení způsobené otvorem $(g+q)_{otv}$	0,84	1,37	1,16	1,01	1,39
celkově bez vlastní tíhy HCE Σ_q	3,59	1,23	4,42	4,31	5,98
celkově včetně vlastní tíhy HCE Σ_q	6,22	1,28	7,97	7,46	10,23
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P_{Ek1}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P_{Ed1}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l_{pd1}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P_{Ek2}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P_{Ed2}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l_{pd2}		mm
Osamělá svislá síla v charakteristické hodnotě			P_{Ek3}		kN
Osamělá svislá síla v extrémní návrhové hodnotě			P_{Ed3}		kN
Vzdálenost břemene od levého konce panelu			l_{pd3}		mm
Navržený rozměr bačkory pod osamělým břemenem			240x	240 mm	
Vnitřní síly:					
Příspěvek posouvající síly od kroucení			V_{ETd}		kN/1,20m
Výpočtová posouvající síla			V_{Ed}	34,64	kN/1,20m
Suma výpočtových posouvajících sil			ΣV_{Ed}	34,64	kN/1,20m
Normový ohybový moment v poli			M_{Ek}	47,04	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli			M_{Ed}	64,48	kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment nad podporou			$M_{Ed(-)}$		kNm/1,20m
Výpočtový ohybový moment v poli při požáru			$M_{Ed,fi}$	45,14	kNm/1,20m
Parametry panelu HCE:					
rozpětí panelu L = teoretická vzdálenost podpor			L	7100	mm
maximální šířka otvoru v rohu nebo z boku panelu			b_{otvmax}	376	mm
Mez porušení posouvající silou			V_{Rd}	67,50	kN/1,20m
Moment na mezi vzniku trhlin pro délku $L=7,5\text{m}$			M_{cr}	64,30	kNm/1,20m
Moment na mezi únosnosti			M_{Rd}	101,00	kNm/1,20m
Max. charakteristické zatížení (20% G + 80% Q) $L=7,5\text{m}$			$G_{Ek}+Q_{Ek}$	4,99	kN/m^2
Moment na mezi únosnosti při požáru REI60			$M_{Rd,fi}$	101,00	kNm/1,20m
Posouzení:	limitní hodnota	skutečná hodnota			
Maximální šířka otvoru	376 mm	>	376 mm	VYHOVUJE	
Posouzení smyku	67,5 kN/1,20m	>	34,6 kN/1,20m	VYHOVUJE	51%
Charakteristický ohybový moment	64,3 kNm/1,20m	>	47 kNm/1,20m	VYHOVUJE	73%
Návrhový ohybový moment	101 kNm/1,20m	>	64,5 kNm/1,20m	VYHOVUJE	64%
Max. charakteristické zatížení	4,99 kN/m^2	>	3,59 kN/m^2	VYHOVUJE	72%
Odolnost při požáru	101 kNm/1,20m	>	45,1 kNm/1,20m	VYHOVUJE	45%

Posuzovaný panel HCE200 - 0/5 VYHOVUJE.

Celkové využití panelu

73,1 %

4. D 1.1.2d PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCE

4.1. Všeobecně

Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí (stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití) vychází z platných norem, zejména pak z ČSN EN 1990 dle klasifikace konstrukcí. V rámci stavby se předpokládá pravidelná kontrola stavby investorem dle managementu spolehlivosti, kontrolní prohlídky stavby stavebním úřadem definovaném v dokumentaci pro stavební povolení. Před uvedením stavby do provozu je třeba provést tzv. výchozí prohlídku konstrukce tak, aby bylo ověřeno konstrukční provedení stavby, soulad s projektem a ověřeny použité materiály a postupy (certifikace, prohlášení shody apod.). V rámci následného využití stavby s odkazem na plánovanou a návrhovou životnost je třeba definovat rozsah a četnost pravidelných kontrol stavby tak, aby byla zajištěna její plná funkčnost, stabilita a spolehlivost. Návrh těchto termínů, rozsah a evidence prohlídek musí být definován majitelem stavby/provozovatelem v tzv. provozním řádu stavby, tyto prohlídky musí být v souladu s platnými předpisy.

4.2. Kontroly stavby pro zajištění spolehlivosti konstrukce

4.2.1. Návrhové životnosti

Vychází se ze zařazení stavby dle následujících parametrů:

Tabulka 2. 1 – Informativní návrhové životnosti

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce ⁽¹⁾
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	zemědělské a obdobné stavby
4	50	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce
⁽¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné		

4.2.2. Kontrola během provádění

Mohou být zavedeny tři úrovně kontroly provádění (IL – inspection levels), tak jak je uvedeno v tabulce B. 5. Úrovně kontroly se mohou vztahovat ke třídám managementu jakosti, které jsou vybrané a zavedené pomocí vhodných opatření managementu jakosti. Viz. 2. 5. Další pokyny jsou dostupné v příslušných normách pro provádění, na které se odkazují EN 1992 až EN 1996 a EN 1999.

Tabulka B. 5 – Úrovně kontroly (IL)

Úrovně kontroly	Charakteristika	Požadavky
IL3 Souvisí s RC3	zvýšená kontrola	kontrola třetí stranou
IL2 Souvisí s RC2	běžná kontrola	kontrola v souladu s postupy organizace
IL1 Souvisí s RC1	běžná kontrola	vlastní kontrola

4.2.3. Diferenciace prostřednictvím indexu spolehlivosti β

Třídy spolehlivosti (RC – reliability classes) mohou být definovány na základě indexu spolehlivosti β . Tři třídy spolehlivosti RC1, RC2 a RC3 souvisí se třemi třídami následků CC1, CC2 a CC3. Doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti související s třídami spolehlivosti jsou uvedeny v tabulce B. 2 (viz také příloha C).

Tabulka B. 2 – Doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti β (mezní stavy únosnosti)

Třída spolehlivosti	Minimální hodnoty β	
	referenční doba 1 rok	referenční doba 50 rok
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Poznámka: Obvykle se předpokládá, že návrhem podle EN 1990 s dílčími součiniteli podle přílohy A1 a podle EN 1991 až EN 1999 má konstrukce index spolehlivosti β vyšší než 3,8 pro 50 letou referenční dobu. Vyšší třídy spolehlivosti než RC3 nejsou pro prvky konstrukce v této příloze dále uvažovány, protože každá taková konstrukce vyžaduje individuální posouzení.

4.2.4. Diferenciace prostřednictvím dílčích součinitelů

Jedním ze způsobů, jak dosáhnout diferenciace spolehlivosti, je rozlišení tříd součinitelů γ_F , které se mají použít v základních kombinacích zatížení pro trvalé návrhové situace. Například pro stejné úrovně kontroly při navrhování a při provádění mohou být dílčí součinitele násobeny součinitelem K_{FI} podle tabulky B. 3.

Tabulka B. 3 – Součinitel K_{FI} pro zatížení

Součinitel K_{FI} pro zatížení	Třída spolehlivosti		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

Poznámka: Zejména pro třídu RC3 se obvykle místo použití K_{FI} dává přednost jiným opatřením, tak jak je popsáno v této příloze. K_{FI} je vhodné použít pouze pro nepříznivá zatížení.

4.3. Definice dle materiálu konstrukce

4.3.1. Nosné základové a betonové konstrukce

Nosné základové betonové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí. ŽB nosné konstrukce budou kontrolovány dle zařazení konstrukce v intervalu 5/10let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny, karbonatace betonu, porušení a koroze výztuže apod.).