


OPTIMALIZACE POMOCNÝCH PROVOZŮ[®]

STAVBA OPTIMALIZACE POMOCNÝCH PROVOZŮ	INVESTOR STAVBY SAKO BRNO SAKO Brno, a.s. Jedovnická 4247/2 628 00 Brno	Č. VYHOTOVENÍ												
MÍSTO STAVBY SAKO Brno, a.s. Jedovnická 4247/2, Brno	<table> <tr> <td>JMÉNO</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>DATUM</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>PODPIS</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td>PROJEKTANT</td><td>KONTROLOVAL</td></tr> </table>	JMÉNO			DATUM			PODPIS				PROJEKTANT	KONTROLOVAL	REVIZE ČÍSLO
JMÉNO														
DATUM														
PODPIS														
	PROJEKTANT	KONTROLOVAL												

STUPEŇ PD: DPS	JMÉNO	Ing. R. Ulrich	Ing. J. Novotný	Ing. P. Otépková
ZAK.ČÍSLO: 21-03-01	DATUM	02/2022	02/2022	02/2022
MĚŘÍTKO:	PODPIS			
		PROJEKTANT	KONTROLOVAL	VED. PROJEKTANT
ALEF BRNO spol. s r.o.  Smetanova 3 602 00 BRNO IČO: 469 81 594 tel./fax: 00420 541249171 e-mail: Info@alefbrno.cz	NÁZEV DOK. SO 542 DÍLNY MECHANICKÉ ÚDRŽBY A DÍLNY VEDLEJŠÍCH PROVOZŮ 02 - BETONOVÉ KONSTRUKCE STATICKE POSOUZENÍ			
	ČÍSLO DOK. 21-03-01-SO542-02-030			ČÁST: D.1.2

A) **Popis navrženého konstrukčního systému stavby, výsledek průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny**

Projekt se zabývá adaptací stávajících hal pro výrobu a skladování na nové využití, konkrétně pro dílny mechanické údržby a vedlejších provozů. Za tímto účelem bude provedena rekonstrukce hal obnášející dílčí stavební úpravy, bourání drobných objektů či nenosných částí hlavního objektu a také doplnění dílčích konstrukcí nových.

Popis objektů

Předmětem projektu je průmyslový objekt, sestávající ze dvou dispozičně propojených průmyslových hal (bývalé provozy *Mazutové hospodářství*, dále MH, a *Chemická úpravná vody*, dále CHÚV). Jihozápadní část objektu (MH) je široká 16,0 m a dlouhá 24,6, navazující severovýchodní část (CHÚV) je dlouhá 36,5 m a široká 13,0 m; z této SV části je tímto projektem řešena pouze polovina, tedy část v délce 18 m po dělicí příčce. K SV části přiléhá na severozápadní straně přistavěný atypický železobetonový skelet pro uložení ocelových zásobníků, který ale bude odstraněn a není tudíž dále popisován. Výška obou částí je shodná, a to 7,45 m.

Základní nosnou konstrukcí obou částí jsou typizované železobetonové rámy, určené pro průmyslové haly. Rozpětí rámu je 15,0 m pro část MH a 12,0 m pro část CHÚV. Rámy jsou rozestavěny v roztečích 6,0 m. Na styku obou částí je dvojice rámu, od sebe navzájem oddílaných; obě části jsou zarovnané na jihozápadním lici. Sloupy rámu mají obdélníkový průřez $0,3 \times 0,6$ m. Střešní vazníky sedlového tvaru mají průřez T, uprostřed rozpětí jsou vysoké 1,3 m. Světlá výška pod vazníky k podlaze je 5,6 m. Na vaznících jsou uloženy kazetové střešní panely, podél hřebene běží dva doplňkové průvlaky, mezi nimiž je dobetonávka využitá pro prostupy (např. odvětrání). Po obvodu střechy jsou zvenku na sloupech osazeny atikové panely, které plní i ztužující funkci pro rámy. Mezi sloupy jsou od podlahy provedeny vyzdívky různé výšky, které tak tvoří parapety pro průmyslová ocelová okna s jednoduchým zasklením.

V části MH je v traktu na styku s druhou částí vestavěno jedno podlaží (šatny, kanceláře), přístupné po schodišti, zbytek půdorysu je obou částí je volný. Pod podlahou MH jsou betonové jímky různého tvaru a hloubky, které budou zasypany. Na JV nároží přichází do objektu betonový kolektor, překrytý betonovými panely, který prochází pod vozovkou. Pod podlahou CHÚV je umístěn železobetonový zásobník vody se dnem na úrovni -3,0 m.

Stavebně-technický průzkum – výsledky a doporučení

Konstrukce byly zevrubně prohlédnuty a jejich stav fotograficky zdokumentován, v několika případech byla detektorem ověřována existence betonářské výztuže.

Stav **nosných** konstrukcí lze z celkového pohledu označit za dobrý, rámové sloupy, střešní vazníky, střešní a atikové panely, vnitřní schodiště ani nosné zdivo vestavby nevykazují známky poruch či nadměrných deformací, samozřejmě s výjimkou lokálních mechanických poškození způsobených provozem. Jelikož se do nosných konstrukcí nebude zasahovat a nebudou měněny velikost ani schéma jejich zatížení, není nutné zde činit žádná opatření.

Horší situace je u vyzdívek mezi sloupy po obvodě, kde vlivem dilatačních sil a rozdílného sedání (sloupy jsou patrně založeny spolehlivěji než vyzdívky) vzniklo množství trhlin právě na styku těchto konstrukcí. Zde doporučuji vyzdívky vybourat až po základ, do úrovně podlahy dobetonovat nové zesilující pásy, které se s původním základem spřáhnou, a vyzdívky provést nově s tím, že styčné spáry mezi vyzdívkami a nosnou konstrukcí se vhodným způsobem ošetří (pūdorysným uskočením, dilatačními lištami apod.), protože účinkům dilatačních sil vlivem teplot, vlhkosti apod. nemá smysl čelit.

Betonový kolektor pod vozovkou je řešen v jiné části projektové dokumentace.

Jímka vodojemu při ohledání vykazuje dobrou kvalitu provedení, stěny i dno jsou vyztuženy. Lze zaznamenat několik tenkých trhlin ve stěnách, konstrukce evidentně není dimenzována na III. mezní stav a nelze ji tedy bez dalších úprav spolehlivě využívat pro trvalé jímání vody, po úpravě povrchu (stěrkou, obkladem, vyložením fólií) to pravděpodobně bude možné. Na základě zjištěných skutečností není možné stanovit únosnost jednotlivých částí jímky (dno, stěny, strop), proto při požadavku na zvýšené zatížení bude nutné buď průzkumy v tomto směru rozšířit, nebo ke konstrukcím rovnou přistoupit jako k nevyhovujícím a provést v tomto směru potřebné úpravy.

B) Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

1. Posouzení stávajících nosných prvků

V následných bodech jsou shrnuty výsledky posouzení jednotlivých konstrukčních prvků stávajících hal, a to s ohledem na zjištěný stav, uvažované změny zatížení a navrhované konstrukční úpravy. Konstrukce, které mají být vybourány z důvodů změny dispozice, zde posuzovány nejsou.

1. Střešní rovina (panely a dobetonávky) – střešní panely i dobetonované části jsou bez projevů poruch, doposud plně funkční. Zatížení střechy nebude zvyšováno. V souladu s kapitolou 8 normy ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí* lze v takovém případě konstrukci na základě dřívějšího uspokojivého působení považovat za bezpečnou či použitelnou (a není tedy nutné provádět výpočet), tudíž můžeme prohlásit, že střešní panely a dobetonávky po navržené adaptaci vyhoví.
2. Rámy příčné vazby (sloupy a střešní vazníky) - předepjaté sedlové vazníky průřezu T jsou bez

projevů poruch, doposud plně funkční; stejně tak je to i u sloupů. Zatížení na konstrukce nebude zvyšováno. V souladu s kapitolou 8 normy ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí* lze konstrukci na základě dřívějšího uspokojivého působení považovat za bezpečnou či použitelnou (a není tedy nutné provádět výpočet), tudíž můžeme prohlásit, že střešní panely a nosníky po navržené adaptaci vyhoví.

3. Základy (patky a pásy):

- (1) základové patky pod sloupy příčných vazeb jsou evidentně dostatečně dimenzované, nejsou patrné známky nadměrných deformací v kterémkoliv směru, není tedy nutná žádná úprava;
 - (2) základové pásy pod obvodovými stěnami – přestože nejsou příliš zatíženy, jsou výrazně porušeny nadměrným a nerovnoměrným sedáním, evidentně jsou tyto základy poddimenzované ve smyslu geotechnickém (malá šířka a hloubka založení, nedostatečná eliminace vnějších vlivů) i ve smyslu statickém (nedostatečná tuhost vlastního pásu kvůli malému průřezu a absenci vyztužení). Tyto základové konstrukce se musí buď posílit, nebo zcela nahradit.
4. Podlahové konstrukce – jsou silně opotřebené, mechanicky poškozené i chemicky kontaminované. S ohledem na výrazný počet prostupů, prohlubní, šachet a dalších prvků narušujících celistvost podlah se doporučuje úplné vybourání podlahové skladby, zasypání prohlubní a provedení nových podlahových konstrukcí.
5. Konstrukce podzemních jímek jsou bez projevů poruch, po statické stránce plně funkční. Zatížení dna ani stěn jímek nebude zvyšováno. V souladu s kapitolou 8 normy ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí* lze v takovém případě konstrukci na základě dřívějšího uspokojivého působení považovat za bezpečnou či použitelnou (a není tedy nutné provádět výpočet), tudíž můžeme prohlásit, že střešní panely a dobetonávky po navržené adaptaci vyhoví. Zatížení stropní desky jímky bude pravděpodobně celkově vyšší, než dříve (jak plošné, tak lokální), a jelikož únosnost desky nelze bez náročných průzkumů stanovit, doporučuje se vybourání této desky a vybetonování nové, dimenzované na nové zatížení (soustruh, stojky jeřábové drážky, pojezd VZV).
6. Vyzdívky dvojpodlažní vestavby mezi řadami 4 a 5 jsou na některých úsecích ve špatném stavu a budou přezděny. Jde zvláště o stěnu chodby při řadě B a také o část stěny v řadě 5. V souvislosti s bouráním bude provedeno dočasné podchycení souvisejících stropů a dalších konstrukcí.

2. Stavba nových konstrukcí, úpravy konstrukcí stávajících

Zakládání, výkopové práce

Nevyhovující základy pod obvodovými stěnami budou vybourány a zcela nahrazeny základy novými, Jelikož obvodové stěny nejsou nosné, jedná se pouze o vyzdívky mezi sloupy haly kvůli dalším

úpravám i nevyhovujícímu stavu budou vybourány a vyzdívány znova, je možné též provést nové založení těchto stěn v potřebných dimenzích. Nové základové pásy se provedou v poloze pásů původních, ale v jiných dimenzích, v lepší kvalitě a budou navíc kotveny k základovým patkám sloupů haly, mezi nimiž leží. Dimenze nového pásu bude 600/1200 mm, vyztužení 5 \varnothing 20 nahoře i dole + 3 \varnothing 14 po stranách, třmínky \varnothing 8 á 200 mm. Kotvy \varnothing 25 mm á 0,5 m se zapustí do šikmých vrtů ve stávajících základech do kotevní malty. Beton C25/30, ocel B 500A/B.

Založení nového sloupového otočného jeřábu (nosnost 1000 kg, vyložení 3,0 m) uvnitř haly se provede na novou stupňovitou základovou patku o rozměrech 1200 × 1200 mm, výška spodního stupně 750 mm, rozměry horního stupně 1000 × 1000 mm. Patka se ve všech průřezích vyztuží vložkami \varnothing 16 mm. Beton C25/30, ocel B 500A/B.

Zeminy na staveništi, v nichž budou prováděny zemní práce, jsou zařazeny podle ČSN 73 6133 do třídy těžitelnosti I (povrchové dlažby či mazaniny nejsou zohledněny) a II. Zemina dna výkopů kopaných v zimních podmínkách se musí chránit před zamrznutím ponecháním vrstvy na pozdější dokopávku anebo krytím ochrannými materiály. Ochranná vrstva se musí odstranit bezprostředně před vybudováním základu anebo přede položením potrubí. Vzhledem k charakteru zemin a výskytu násypů na lokalitě je nutno provádět pažení vždy u základových jam a rýh hlubších jak 1,3 m pod terénem, případně při výskytu nesoudržných zemin a v blízkosti vozovky od 0,7 metru p. t. Použije se pažení příložené s mezerami a roubení dimenzované na tlačivou zeminu.

U nesoudržných zemin je nutno použít pažení plné. Strojně vyhloubené krátkodobé rýhy, zářezy a jámy se strmými svahy, do kterých nebudou pracovníci vstupovat, se mohou nechat nezapažené. Kanalizaci a kanalizační objekty je třeba provést vodotěsně. Okraje nepažených výkopů se nesmí zatěžovat výkopkem, stavebními stroji, automobily apod., jinak je třeba také pažit. Zához rýh lze provést zeminou vytěženou při hloubení rýh po konzultaci s geologem. Bude se zasypávat po průběžně hutněných vrstvách vysokých 0,3 m.

Sklony stěn dočasných svahů je možno volit v poměru 1:0,25, při výskytu písčitých zemin v poměru až 1:0,5. Sklony trvalých svahů do hloubky cca 2 m p. t. je možno navrhopat v poměru 1:2. Okraje nepažených výkopů se nesmí zatěžovat výkopkem, stavebními stroji, automobily atd., jinak je třeba také pažit.

Pokud budou zemní práce prováděny v průmyslových navážkách, jejichž vlastnosti mohou být specifické, měl by situaci na místě posoudit geotechnik a stanovit podmínky pro provádění výkopů, popř. navrhnout výměnu těchto navážek v případě nevhodných parametrů.

Podlahové konstrukce

Podlahové desky – po vybourání stávajících podlah a po vyčištění a zasypání montážních kanálů se

na celém půdorysu hal obnoví železobetonové podlahové desky průmyslových podlah, dimenzovaných pro plošné zatížení 10,0 kN/m² a zatížení vysokozdvížným vozíkem se zatížením na nápravu 1.500 kg (= 15 kN). Násyp pod deskami (v kanálech a příp. dalších prohlubních) musí být zhutněn na míru zhutnění D = 97 % PS, resp. relativní ulehlost I_D = 0,75. Tloušťka vrstev pro hutnění se přizpůsobí typu zvoleného zásypového materiálu (štěrkopísek, recyklát apod.). Kontaktním podkladem pro vlastní desku bude vrstva podkladního betonu, na kterou se uloží spodní vrstva výztužných sítí s dolním krytím 25 mm. Horní vrstva sítí se uloží tak, aby horní krytí bylo 40 mm kvůli pozdějšímu prořezávání smršťovacích spár. Celková tloušťka desek bude 200 mm. Smršťovací spáry je nutné prořezat v časovém horizontu 24 až 72 hodin max. od betonáže desky. Tloušťka spár 4 mm se vyplní trvale pružným tmelem, Rozmístění spár dle výkresových příloh, max. rozteč spár 6,0 m. Použitý beton pro desky C25/30, ocel pro výztuž B 500A/B.

Vodorovné nosné konstrukce

Je navržena nová stropní deska jímky tlustá 200 mm. Na konci s otvorem pro vlez je deska zesílena žebrem 500×300 mm. Staticky jde o jednosměrně působící prostě uloženou desku, čemuž odpovídá způsob vyztužení. Deska se u spodního líce vyztuží vázanou výztuží ø 12 a rozdělovací výztuží ø 10, horní povrch se vyztuží žebírkovými sítěmi ø 8×100/8×100 s krytím 40 mm kvůli smršťovacím spárám – deska přímo plní funkci průmyslové podlahy. Žebro se vyztuží vložkami ø 12 s ohyby a smykovými trmínky ø 10. Použitý beton C25/30, ocel pro výztuž B 500A/B.

Svislé nosné konstrukce

Ve střední části s dvojpodlažní vestavbou dojde ke změně dispozice nosných stěn i k přezděnění nevyhovujících stěn stávajících. Pro zdění se použijí standardní, systémové keramické tvarovky v pevnostní třídě P 8 MPa min.

V linii bourané nosné stěny, podepírající stávající stropní desku nad 1. NP (mezi řadami 4 a 5), se jako náhrada této podpory osadí ocelový průvlak z dvojice profilů IPN300, uložený na stojkách z profilu HEA160. Pro založení stojek se využijí stávající základy, které se popř. upraví podle stavu zjištěného po rozkrytí. Stropní konstrukce se po dobu úprav podepře.

Materiály

Použité betony:	C 12/15 – Xo – D _{max} 22 mm dle ČSN EN 206-1+A1 a ČSN P 73 2404 pro podkladní betony, podružné a dočasné konstrukce
	C 25/30 – XC2 – D _{max} 16 mm – S3 pro hlavní nosné konstrukce
	C 25/30 – XC2 – D _{max} 8 mm – zálivkový beton
Betonářská ocel:	B500 A, B500 B dle ENV 10080
Konstrukční ocel:	S235 dle ČSN EN 10027-1
Konstrukční řezivo:	C24 dle ČSN EN 338 pro tesařské konstrukce
	GL 24c ČSN EN 1194 pro lepené lamely

C) Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce

Užitná zatížení (nahodilá krátkodobá):

$q_n = 10,0 \text{ kN.m}^{-2}$ (průmyslové podlahy 1. NP)

$q_n = 3,0 \text{ kN.m}^{-2}$ (šatny, chodby, schodiště 2. NP)

$q_n = 0,75 \text{ kN.m}^{-2}$ (nepřístupné střechy s výjimkou obsluhy a údržby – kategorie H)

Náhradní zatížení (nahodilá dlouhodobá):

$q_n = 1,5 \text{ kN.m}^{-2}$ (těžké příčky)

$q_n = 0,8 \text{ kN.m}^{-2}$ (lehké příčky)

$q_n = 0,5 \text{ kN.m}^{-2}$ (podvěšené technologie a podhledy)

Klimatická zatížení:

$v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$ (základní rychlost větru, oblast II.)

$s_k = 1,0 \text{ kPa}$ (charakteristická hodnota zatížení sněhem, oblast II.)

Stálá zatížení:

- dle navržených materiálů.

Technologická zatížení:

- reakce jeřábů a jeřábových drážek, zatížení od strojů a VZV.

D) Návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí, konstrukčních detailů, technologických postupů

Monolitické železobetonové konstrukce všeobecně

Monolitické konstrukce budou na styku s vnějším prostředím opatřeny tepelnou izolací, která zabrání vzniku tepelných mostů, pokud není navrženo jinak.

Všechny konstrukční betony jsou navrženy dle *EN 206-1*. Kvalita betonu musí být průběžně kontrolována.

Uvažuje se s výztuží kvality B 500 A/B. Jiná výztuž nemůže být bez souhlasu projektanta použita. Dodavatel musí předložit příslušné atesty výztuže. Výztuž nesmí být znečištěna ani zamaštěna. Výztuž může být vázána nebo svařována.

Konstrukce bednění musí být provedeny podle projektu bednění a podpěrných konstrukcí, který zpracuje dodavatel v rámci své výrobní dokumentace.

Konstrukce jsou navrženy v souladu s ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí* a normami souvisejícími, a to metodou mezních stavů.

Pro výrobu, dopravu a kontrolu betonové směsi a pro výrobu, ošetřování a kontrolu konstrukcí nebo jejich částí platí ČSN EN 13670 *Provádění betonových konstrukcí*; norma mimo jiné řeší problematiku bednění, ukládání výztuže, postupu a způsobu ukládání betonové směsi, ošetřování betonu, betonování za zvláštních klimatických podmínek, kontroly jakosti a oprav případných vad. Dále samozřejmě platí související normy a právní a jiné předpisy.

Ocelové konstrukce všeobecně

Ocelové konstrukce jsou navrženy v souladu s ČSN EN 1993-1-1 *Navrhování ocelových konstrukcí* a normami souvisejícími. Konstrukce jsou zařazeny do výrobní kategorie EXC2 dle ČSN EN 1090-2 *Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí*.

Ocelové prvky, určené jako kotevní díly k zabetonování, se před osazením pouze očistí, popř. odmastí, a teprve po přivaření příslušejících ocelových dílů se provede antikorozní úprava jejich vystupujícího líce. Ostatní ocelové prvky se v dílně opatří základním antikorozním nátěrem, který se po svaření a osazení opraví a doplní finálními vrstvami; skladbu nátěru nechť určí výrobce ocelové konstrukce v rámci výrobní dokumentace po domluvě s generálním projektantem podle svých zvyklostí a v souladu s platnými normami – korozní prostředí C2 dle ČSN EN ISO 12500.

E) Technologické podmínky postupu prací, které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby

Je nutné dodržovat předepsané technologické postupy z předchozích kapitol a z následného stupně projektové dokumentace.

F) Zásady pro provádění bouracích a podchycovacích prací a zpevňovacích konstrukcí či prostupů

Při bourání je třeba dodržovat obecně platné zásady pro bourání, postupovat shora dolů, postupně, s rozmyslem, nepoužívat nepřiměřeně těžkou mechanizaci, v důvodných případech pouze ruční nástroje. Rozsáhlejší konstrukce a konstrukce s neznámým mechanismem působení před bouráním podepřít či rozepřít. Používat ochranné pomůcky a mít vždy volný únikový prostor.

Při neobvyklých projevech či nálezech práce přerušit, konstrukce i prostor zajistit a přivolat statika.

Dočasné podpůrné konstrukce musí být dostatečně únosné, uložené na únosném podloží. Jejich vodorovná tuhost se zajistí rozepřením či zavětrováním. Podpůrná konstrukce se před jejím zatížením musí aktivovat vyklínováním k podpírané konstrukci či jiným, adekvátním způsobem. Účinnost a únosnost podpůrných konstrukcí musí dodavatel prokázat v rámci výrobní dokumentace.

G) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

Statik si vymíní kontrolu a převzetí zápisem těchto konstrukcí před jejich zakrytím: základová spára, výztuž železobetonových prvků, ocelové a dřevěné konstrukce před zakrytím, kotvení prvků všeobecně.

H) Seznam použitých podkladů, ČSN, technických předpisů, odborné literatury, software

ha) projektová dokumentace stavební a technologické části v rozpracovanosti – Ing. P. Otépková, Ing. J. Novotný, ALEF Brno s. r. o., prosinec 2021;

hb) Zpráva o provedení stavebně technického průzkumu objektu SO.541 v areálu firmy SAKO, a. s. v Brně - Ing. Dušan Šponer a kol., Průzkumy staveb spol. s r. o., Brno, červenec 2021;

hc) Brno – SAKO, aktualizace IG řešerše pro výstavbu (instalaci) 3. kotle – GEOTest a. s. Brno, září 2019;

hd) mapy zatížení sněhem na zemi, větrem a zemětřesením – webové aplikace ČHMÚ, Dlubal;

he) výpočetní programy Scia Engineer 2009.0, Calc, FineGeo, VonkaSoftware, BetonEXPRES 5 Runet;

hf) příslušné normy.

Nové konstrukce jsou navrženy a stávající posouzeny podle platných norem, především:

ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993-1-1	Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1995-1-1	Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN EN 1996-1-1	Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

I) Specifické požadavky na rozsah a obsah dokumentace pro provádění stavby, případně dokumentace zajišťované jejím zhotovitelem

Projekt pro stavební povolení byl vypracován v souladu se zadáním, na základě uvedených podkladů a v podrobnosti, dostačující požadovanému účelu. Projekt může být použit pouze pro účel a pro konstrukce, kterých se týká. Dokumentace je uvažována jako prováděcí. Pro vybrané konstrukce (ocelové konstrukce, dřevěné konstrukce, vyztužení železobetonových prvků, dočasné a podpůrné konstrukce, lešení apod.) musí být dodavatele vypracována výrobní dokumentace, která musí být odsouhlasena projektantem. Statické výpočty jsou uvažovány jako konečné. Během všech činností při navrhování i provádění stavby je třeba mít na zřeteli případný stupeň ochrany objektu či dotčeného území.

J) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí – stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití

Požadavky na kontrolu konstrukcí jsou určeny na základě současně platných norem, podle managementu spolehlivosti staveb na základě ČSN EN 1990 je konstrukce zařazena následovně:

- třída následků CC2 (střední následky budovy pro veřejnost)
- třída spolehlivosti RC2
- úroveň kontroly při navrhování DSL2 (běžná kontrola obvyklým způsobem)
- úroveň kontroly při provádění IL2 (běžná kontrola dle postupů organizace)

Kontrola stavby a jednotlivých konstrukcí bude prováděna na základě vyhotoveného a schváleného kontrolního plánu dodavatele stavby.

V této části projektu jsou stanoveny min. požadavky na plán kontroly tak, aby byla zajištěna požadovaná spolehlivost konstrukce pro danou třídu následků.

Kontrola provedených konstrukcí podle této projektové dokumentace bude prováděna nezávislým expertem na náklady stavebníka.

K) Závěr

Podle výše uvedené analýzy, posouzení podle současně platných norem ČSN EN a všech předpokladů zavedených do výpočtu je konstrukce s navrženými dimenzemi hlavních nosných prvků vyhovující a stabilní. Stávající konstrukce byly posouzeny na nové schéma zatížení a pro navržené úpravy rovněž vyhoví. Pro úspěšné dokončení a provoz stavby je nutné při výstavbě dodržet veškeré konstrukční zásady a technologické předpisy a postupy uvedené v projektové dokumentaci.

Příloha č. 1

Stropní deska jímky – výpočet vnitřních sil

Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

1. Obsah

1. Obsah	1
2. Projekt	1
3. Projekt	1
4. Výpočtový model	2
5. Průřezy	2
6. Materiály	2
7. Zatěžovací stavy	2
8. Skupiny zatížení	3
9. Kombinace	3
10. Skupiny výsledků	3
11. Uzel	3
12. Prut	3
13. Plocha	3
14. Otvor	4
15. Vnitřní hrana	4
16. Liniové podpory na hranách ploch	4
17. Síly na povrchu	4
18. Vnitřní síly na prutu	4
19. Vnitřní síly na prutu	5
20. Deformace na prutu	5
21. Plochy - Vnitřní síly	5
22. Plochy - Vnitřní síly MyD-	6
23. Plochy - Vnitřní síly MxD-	7
24. Plochy - Vnitřní síly MyD+	7
25. Plochy - Vnitřní síly MxD+	8

2. Projekt

Národní norma	EC - EN
Konstrukce	Obecná XYZ
Poč. uzlů :	10
Poč. prutů :	1
Poč. ploch :	1
Poč. průřezů :	1
Poč. zat. stavů :	2
Poč. materiálů :	1
Projekt	SAKO Brno SO.542

Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich
Datum	10. 03. 2022
Tíhové zrychlení [m/sec ²]	9,810
Verze	Scia Engineer 9.0.454

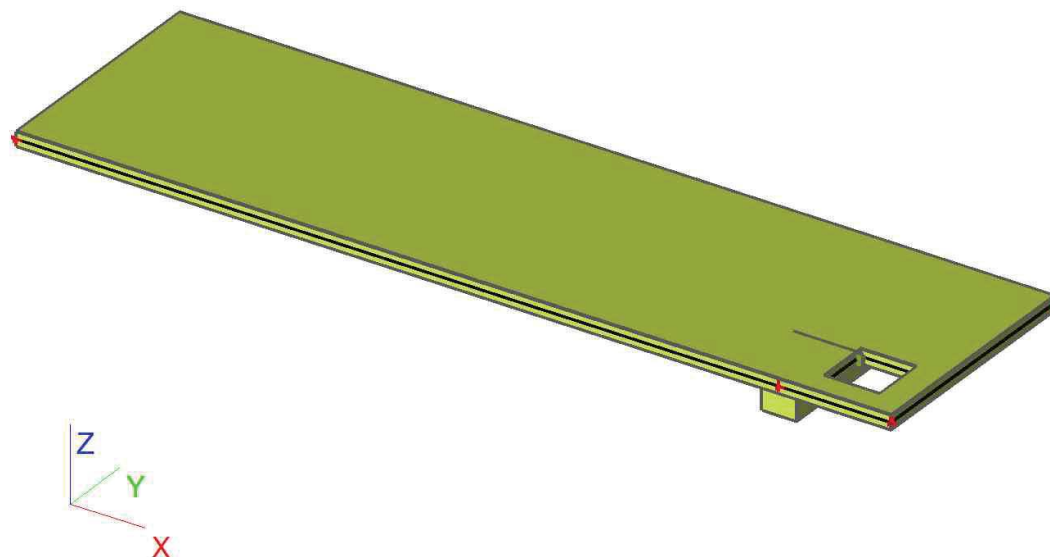
3. Projekt

Národní norma	EC - EN
Konstrukce	Obecná XYZ
Poč. uzlů :	10
Poč. prutů :	1
Poč. ploch :	1
Poč. průřezů :	1
Poč. zat. stavů :	2
Poč. materiálů :	1
Projekt	SAKO Brno SO.542

Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich
Datum	10. 03. 2022
Tíhové zrychlení [m/sec ²]	9,810
Verze	Scia Engineer 9.0.454

Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

4. Výpočtový model



5. Průřezy

Jméno	CS1
Typ	Obdélník
Detailní	300; 500
Materiál	C25/30
Výroba	beton
Vzpěr y-y, z-z	b b
Výpočet FEM	*
Obrázek	

A [m²]	1,5000e-01	
A y, z [m²]	1,2500e-01	1,2500e-01
I y, z [m⁴]	1,1250e-03	3,1250e-03
I w [m⁶], t [m⁴]	0,0000e+00	2,7913e-03
Wel y, z [m³]	7,5000e-03	1,2500e-02
Wpl y, z [m³]	1,1250e-02	1,8750e-02
d y, z [mm]	0	0
c YLSS, ZLSS [mm]	250	150
alfa [deg]	0,00	
AL [m²/m]	1,6000e+00	

6. Materiály

Jméno	Typ	Jednotková hmotnost [kg/m³]	E [MPa]	Poisson - nu	G [MPa]	Tep.roztaž. [m/mK]	Charakteristická válcová pevnost v tlaku f _{ck} (28) [MPa]
C25/30	Beton	2500,00	3,1500e+04	0,2	1,3125e+04	0,01e-003	25,00

7. Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr	Působení	Řídící zat. stav
LC1	Vlastní hmotnost	Stálé	LG1	Vlastní tíha		-Z		

Projekt	SAKO Brno SO.542							
Část	Strop jímky v hale							
Popis	železobetonová deska							
Autor	Ing. Radoslav Ulrich							
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr	Působení	Řídicí zat. stav
LC2	Užitné - technologie	Nahodilé	LG2	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný

8. Skupiny zatížení

Jméno	Zatížení	Vztah	Součinitel 2
LG1	Stálé		
LG2	Nahodilé	Standard	Kat A : obytné

9. Kombinace

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1	EN - MSÚ (STR)	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
		LC2 - Užitné - technologie	1,00
CO2	Obálka - únosnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,35
CO3	Obálka - únosnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
CO4	Obálka - únosnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,35
		LC2 - Užitné - technologie	1,50
CO5	Obálka - únosnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
		LC2 - Užitné - technologie	1,50
CO6	EN-MSP char.	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
		LC2 - Užitné - technologie	1,00
CO7	Obálka - použitelnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
CO8	Obálka - použitelnost	LC1 - Vlastní hmotnost	1,00
		LC2 - Užitné - technologie	1,00

10. Skupiny výsledků

Jméno	Výpis	Jméno	Výpis	Jméno	Výpis	Jméno	Výpis
Všechny MSU	CO1	Všechny MSU	CO5	Vše MSÚ+MSP	CO1	Vše MSÚ+MSP	CO5
	CO2	Všechny MSP	CO6		CO2		CO6
	CO3		CO7		CO3		CO7
	CO4		CO8		CO4		CO8

11. Uzel

Jméno	Souř. X [m]	Souř. Y [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Y [m]	Souř. Z [m]
N1	0,000	0,000	0,000	N6	0,000	3,500	0,000
N2	10,900	0,000	0,000	N7	11,300	0,350	0,000
N3	12,500	0,000	0,000	N8	12,100	0,350	0,000
N4	12,500	3,500	0,000	N9	12,100	1,150	0,000
N5	10,900	3,500	0,000	N10	11,300	1,150	0,000

12. Prut

Jméno	Průřez	Délka [m]	Tvar	Poč. uzel	Konc. uzel	Typ	FEM typ	Vrstva
B1	CS1 - Obdélník (300; 500)	3,500	Čára	N2	N5	žebro desky (92)	standard	Vrstva1

13. Plocha

Jméno	Materiál	Tl. [mm]	Typ tloušťky
S1	C25/30	200	konstantní

Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

14. Otvor

Jméno typu	Jméno	Plocha	Uzel	Hrana	Panel	Rozdělit nosník	Převést na nosník
Otvor / panel	O1	S1	N7	Přímka	x	x	x
			N8	Přímka			
			N9	Přímka			
			N10	Přímka			

15. Vnitřní hrana

Jméno typu	Jméno	Prut 1	Délka [m]	Tvar	Uzel	Hrana
Vnitřní hrana	ES1	S1	3,500	Čára	N2	Přímka
					N5	

16. Liniové podpory na hranách ploch

Jméno	Plocha	Hrana	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
		Poč	Poz x_1	Poz x_2				
Sle1	S1	6	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				
Sle2	S1	3	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				
Sle3	S1	1	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				
Sle4	S1	5	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				
Sle5	S1	2	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				
Sle6	S1	4	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný
		Od počátku	0,000	1,000				

17. Síly na povrchu

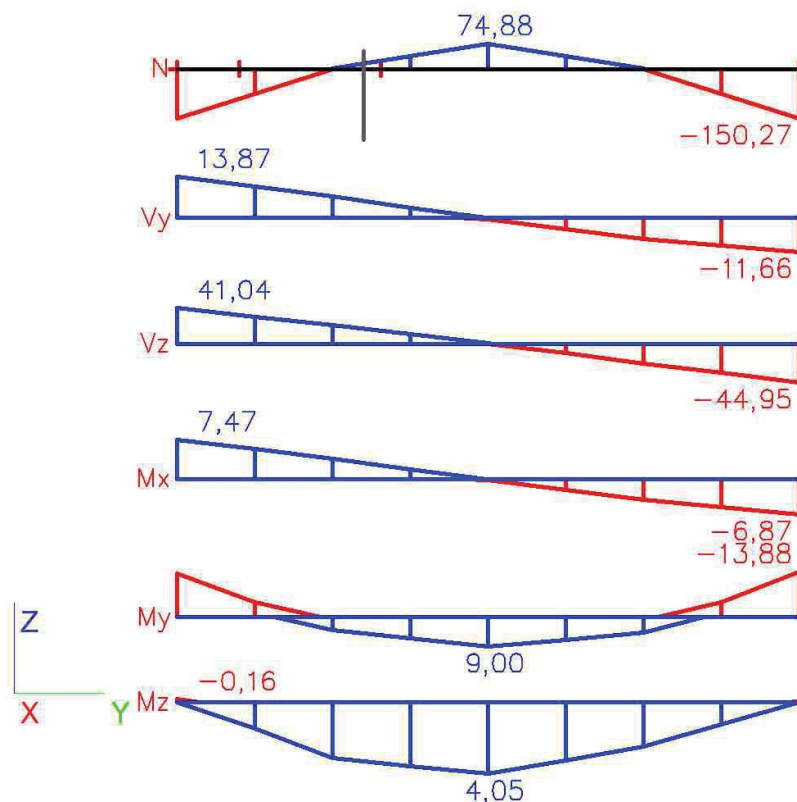
Jméno	Směr	Typ	Hodnota [kN/m ²]	Plocha	Zatěžovací stav	Systém
SF1	Z	Síla	-10,00	S1	LC2 - Užitné - technologie	LSS

18. Vnitřní síly na prutu

Lineární výpočet, Extrém : Prvek, Systém : Hlavní Výběr : Vše Třída : Všechny MSU								
Prvek	Stav	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1	CO1/1	3,500	-150,27	-11,66	-44,95	-6,87	-13,88	-0,05
B1	CO1/1	1,750	74,88	-0,55	0,25	-0,20	9,00	4,05
B1	CO1/1	0,000	-149,23	13,87	41,04	7,47	-13,31	-0,16
B1	CO1/2	0,000	-135,73	12,77	37,29	6,87	-12,04	-0,16

Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

19. Vnitřní síly na prutu



20. Deformace na prutu

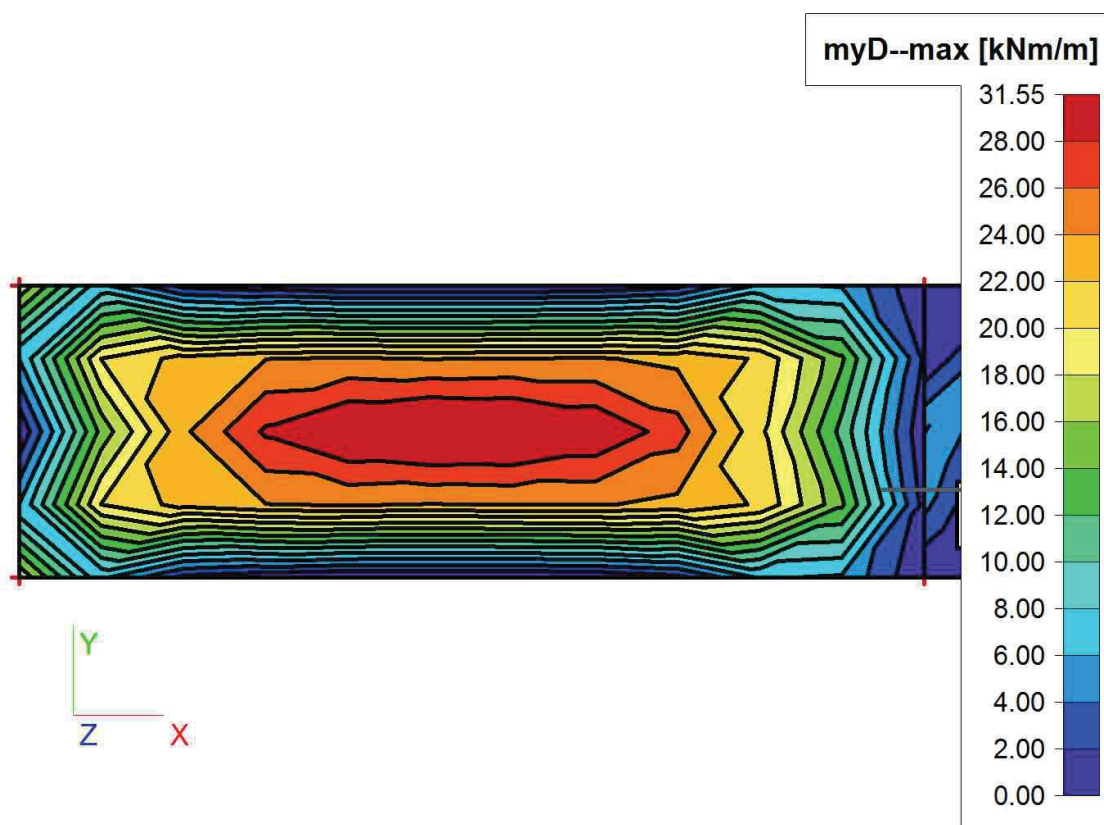
Lineární výpočet, Extrém : Prvek, Systém : Hlavní								
Výběr : Vše								
Třída : Všechny MSP								
Stav	Prvek	dx [m]	ux [mm]	uy [mm]	uz [mm]	fix [mrad]	fiy [mrad]	fiz [mrad]
CO6/3	B1	0,875	0,0	0,0	-0,1	-0,1	0,1	0,0
CO6/3	B1	2,625	0,0	0,0	-0,1	-0,1	-0,1	0,0
CO6/3	B1	1,750	0,0	0,0	-0,1	-0,2	0,0	0,0
CO6/4	B1	3,500	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
CO6/4	B1	0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
CO6/3	B1	3,063	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1	0,0
CO6/3	B1	0,438	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,1	0,0

21. Plochy - Vnitřní síly

Lineární výpočet, Extrém : Globální											
Výběr : Vše											
Třída : Všechny MSU											
Dimenzační veličiny. V uzlech, prům. na prvku.											
Case	Member	Node	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]	ncD [kN/m]
Všechny MSU	S1	13	-10,24	0,00	-23,60	2,32	5,35	0,00	0,00	-0,01	-0,06
Všechny MSU	S1	56	30,15	43,70	-5,76	-4,29	0,00	-9,29	55,57	202,61	-6,20
Všechny MSU	S1	34	0,00	-13,18	-16,05	4,27	4,03	-7,38	0,00	0,00	-0,01
Všechny MSU	S1	16	-7,59	0,00	-31,55	1,72	7,16	0,00	0,00	-0,09	-0,33
Všechny MSU	S1	45	5,24	5,06	-0,01	0,00	0,00	-1,29	32,52	68,76	-14,01

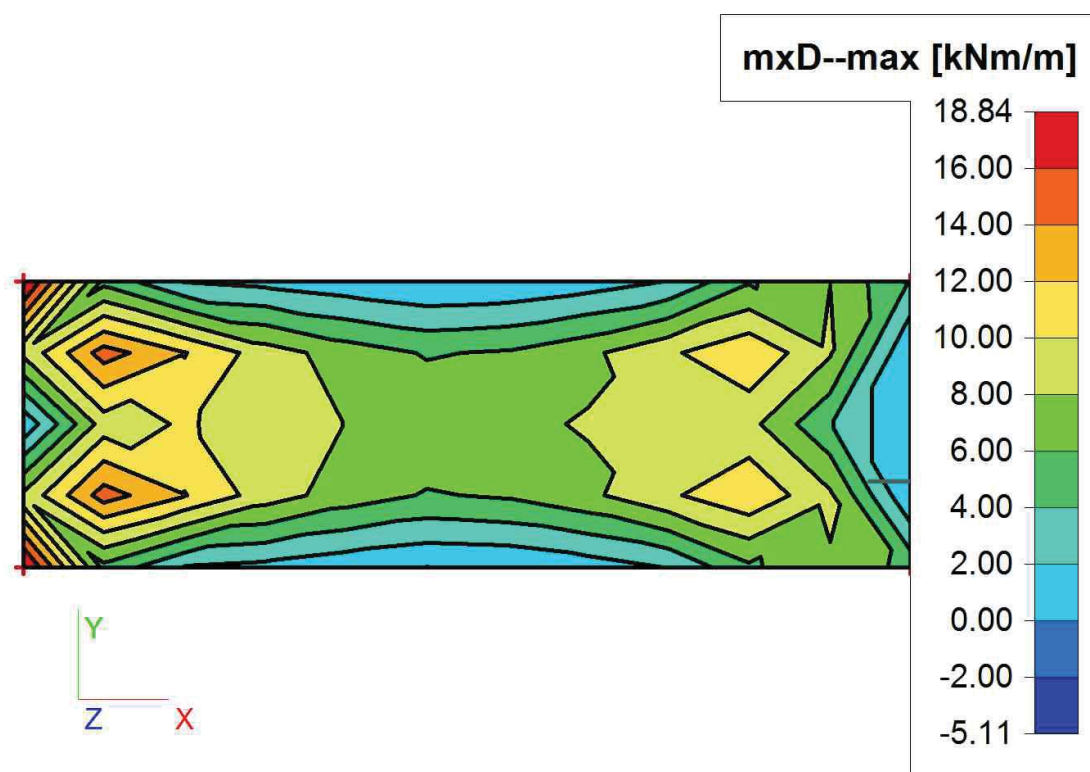
Projekt			SAKO Brno SO.542									ncD [kN/m]
Část			Strop jímky v hale									
Popis			železobetonová deska									
Autor			Ing. Radoslav Ulrich									
Case	Member	Node	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]		
Všechny MSU	S1	45	5,65	9,08	-5,82	-19,64	0,00	-34,40	0,00	42,04		-21,24
Všechny MSU	S1	1	0,00	-2,99	-3,64	18,84	17,77	-1,67	0,00	0,00		0,00
Všechny MSU	S1	45	1,17	1,30	-0,41	-1,17	-4,85	-5,05	8,21	17,61		-54,43
Všechny MSU	S1	16	-1,72	0,00	-7,16	7,59	31,55	0,00	0,00	-0,02		-0,08
Všechny MSU	S1	56	8,17	11,17	-20,29	-16,94	0,00	-36,62	13,99	51,88		-27,44
Všechny MSU	S1	12	-8,92	0,00	-14,63	2,02	3,32	0,00	0,00	0,00		-0,04
Všechny MSU	S1	43	0,37	0,91	-10,00	1,84	1,30	-10,00	-1,53	0,00		-18,36
Všechny MSU	S1	11	6,48	12,77	-3,49	5,27	0,00	-3,55	78,33	190,10		-9,82
Všechny MSU	S1	20	-8,60	0,00	-20,63	1,94	4,72	0,00	0,00	-2,36		-7,36
Všechny MSU	S1	56	0,98	0,27	-0,66	0,00	-0,45	-5,09	18,35	18,06		-136,12
Všechny MSU	S1	34	0,00	-2,99	-3,64	18,84	17,77	-1,67	0,00	0,00		0,00

22. Plochy - Vnitřní síly MyD-

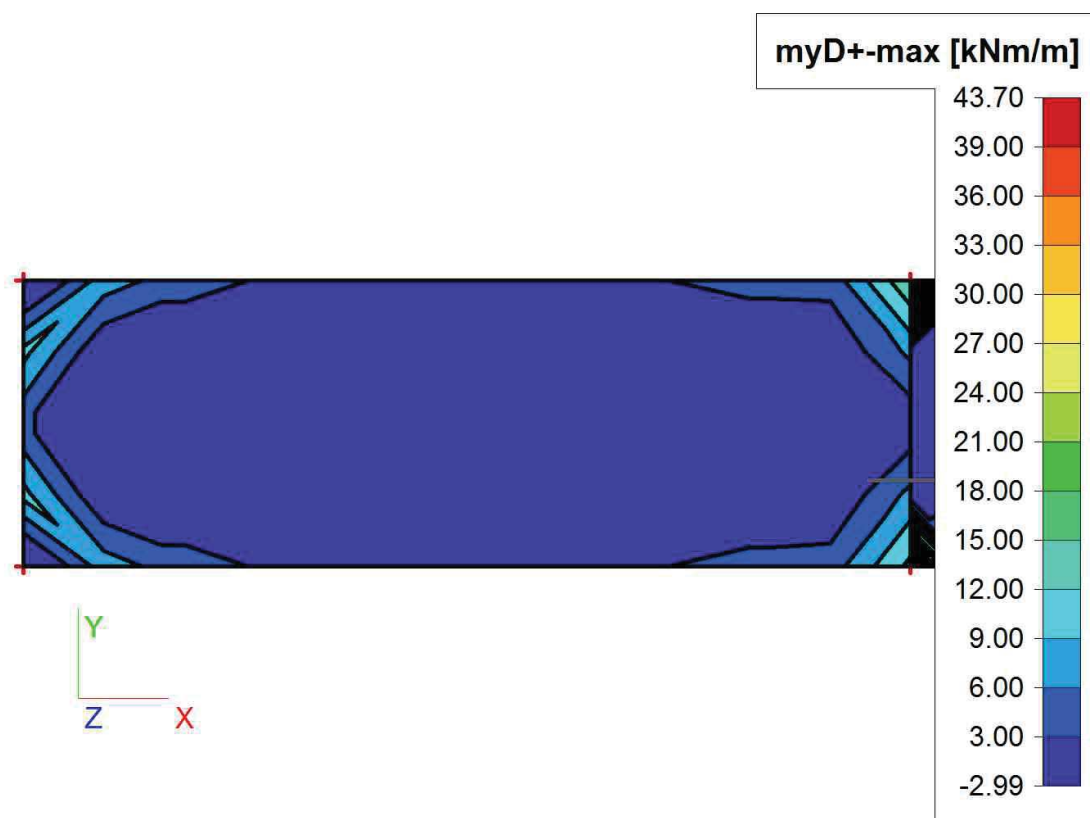


Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

23. Plochy - Vnitřní síly MxD-



24. Plochy - Vnitřní síly MyD+



Projekt	SAKO Brno SO.542
Část	Strop jímky v hale
Popis	železobetonová deska
Autor	Ing. Radoslav Ulrich

25. Plochy - Vnitřní síly MxD+



Příloha č. 2

Stropní deska jímky – dimenzování desky

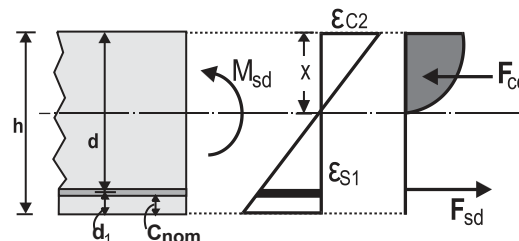
Strop_jímky 10/03/20221. DESKA-001**Plná deska - průřez v ohybu**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-CSN:2007)

h=0.200 m, Med=32.00 kNm

Návrh železového betonu

Třída betonu-výztuže : C25/30-B500B (EC2 §3)
 Stupně vlivu prostředí : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Krycí vrstva betonu : Cnom=25 mm (EC2 §4.4.1)
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabulka 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 25 / 1.50 = 16.67$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1.00 \times 1.8 / 1.50 = 1.20$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Modul pružnosti betonu $E_{cm}=31.0$ GPa

2. Rozměry a zatíženíTloušťka desky $h=0.200$ m, Ohybový moment $Med=32.00$ kNm (MSÚ), $Med=22.40$ kNm (MSP)Účinná výška průřezu $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=25+12/2=31$ mm, $d=200-31=169$ mm3. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na ohyb

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

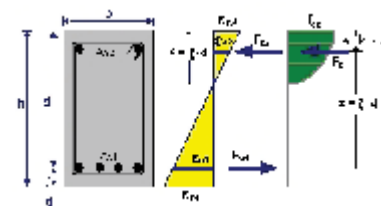
 $Med(MSÚ)=32.00$ kNm/m

Dimenzování na ohyb: Allgower, G.-Avak, R. Bemessungstabellen nach Eurocode 2

für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)

 $(\alpha_{cc}=f_{cd}/[1-(1-\epsilon_c/\epsilon_{c2})^2]$, $f_{cd}=16.67$ MPa, $\epsilon_{c2}=0.0020$, $\epsilon_{cu2}=0.0035$, $f_{yd}=435$ MPa) $Med=32.00$ kNm/m, $d=169$ mm, $K_d=2.99$ $x/d=0.10$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2.2/20.0$ $k_s=2.39$, **$A_s=4.53$ cm²/m**Minimální výztužení desky, $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 2.28$ cm²/m, $s \leq 300$ mm, $s' \leq 400$ mm (EC2 §9.3.1)minimální hlavní výztuž $\varnothing 10/300$ (2.62 cm²/m), rozdělovací $\varnothing 10/400$ (1.96 cm²/m)**Deska-hlavní výztuž $\varnothing 12/245$ (4.61 cm²/m), rozdělovací $\varnothing 10/400$ (1.96 cm²/m)**3.1. Mezní moment únosnosti průřezu

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

 $b=1000$ mm, $h=200$ mm, $d=169$ mm, $A_{s1}=461$ mm² $\epsilon_{c2}=-2.25\%$, $\epsilon_{s1}=19.97\%$, $A_{s1}/b \cdot d=0.00273$ (0.273%) $x/d=\epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1})=2.25/(2.25+19.97)=0.101$, $x=17.1$ mm $\alpha_r=0.704$, $k_a=0.383$, $F_c=\alpha_r \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}=F_{s1}=200.75$ kN, $A_{s1}=F_{s1}/f_{yd}=461$ mm²/m $z=d-k_a \cdot x=([1-k_a \cdot \epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1})]d)$, $z/d=1.0-0.383 \times 0.101=0.961$, $z=162.4$ mm, $K_{d2}=1/(0.704 \cdot 0.101 \cdot 0.961 \cdot 16.67)=0.876$ mm²/N, $K_d=0.936$ Únosnost v ohybu $M_r=b \cdot d^2/K_{d2}=[10^{-6}] \times 1000 \times 169^2/0.876=33.00$ kNm4. Mezní stav použitelnosti (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

 $Med(MSP)=22.40$ kNm/mSoučinitel konečného dotvarování $\phi(\infty, t_0)=2.50$

(EC2 §3.1.4, Příloha B)

Celkové přetvoření od smrštění $\epsilon_{cs}=-0.30\%$ $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Modul pružnosti betonu $E_{cm}=31.0$ GPa, $E_{ceff}=31.0/(1+2.50)=8.86$ GPa=8860 MPa

(EC2 Rov.7.20)

Modul pružnosti oceli $E_s=200$ GPa=200000 MPaModulární součinitel $E_s/E_c=200/31.0=6.45$, účinný $E_s/E_{c,eff}=200/8.86=22.57$ Tahová výztuž: $\varnothing 12/245$ (4.61 cm²/m)Stupeň výztužení $\rho=A_{s1}/(b \cdot d)=461/(1000 \times 169)=0.003$

4.1. Stadium I (průřez bez trhlin) (MSP)

Ohybová tuhost průřezu bez trhlin, $EI = (200/22.57) \times (0.001 \times 0.712) = 6307 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1) (A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1) (A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_{s1} \cdot y_{2s} = (0.001) 2 \times 461 \times 0.066 = (0.001) \times 0.030 \text{ m}^3$, $y_2 = 97 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 97 - 31 = 66 \text{ mm}$ (EC2 Rov.7.21)
 Křivost od momentu $1/r_M = 22.40/6307 = (0.001) \times 3.552 \text{ (1/m)}$
 Křivost od smrštění $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.030/0.712) = (0.001) \times 0.288 \text{ (1/m)}$
 Celková křivost $1/r = (0.001) \times 3.552 + (0.001) \times 0.288 = (0.001) \times 3.840 \text{ (1/m)}$
 Moment na mezi vzniku trhlin, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 2.6 \times (0.712/0.097) = 19.13 \text{ kNm}$

4.2. Stadium II (průřez s trhlinami) (MSP)

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.003$, $n = \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.068$, $\xi = 0.623$, $\alpha = 0.306$, $x = \alpha \cdot d = 0.052 \text{ m}$
 Ohybová tuhost průřezu s trhlinami, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.623 \times 200 \times 461 \times 0.1692 = 1640 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1-\alpha) d = 117 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 117 \times 22.40 / 1640 = 1.60$
 $S = A_{s1} \cdot y_2 = (0.001) 2 \times 461 \times 0.117 = (0.001) \times 0.054 \text{ m}^3$ (EC2 Rov.7.21)
 Křivost od momentu $1/r_M = 22.40/1640 = (0.001) \times 13.661 \text{ (1/m)}$
 Křivost od smrštění $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.054/0.185) = (0.001) \times 1.977 \text{ (1/m)}$
 Celková křivost $1/r = (0.001) \times 13.661 + (0.001) \times 1.977 = (0.001) \times 15.637 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 22.40 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.71/1.60$, $x = 52 \text{ mm}$, $\sigma_s = 320 \text{ N/mm}^2$

4.3. Ověření průhybů výpočtem (MSP)

(EC2 §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr} / M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (19.13/22.40)^2 = 0.64$ (Rov.7.19)
 Konečná křivost $(1/r) = 0.64 \times (0.001 \times 15.637) + (1 - 0.64) \times (0.001 \times 3.840) = (0.001) \times 11.335 \text{ (1/m)}$ (Rov.7.18)

4.4. Minimální plochy výztuže (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimální plochy výztuže $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Rov.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.200 \text{ m}$, $d = 0.169 \text{ m}$, $x = 0.052 \text{ m}$, $\emptyset = 12 \text{ mm}$
 $N_{ed} = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (N_{ed} / b h) = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 52) \times 1000 = 148208 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 148208 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
 Minimální vyztužení, $A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 2.60 \times 148208 / 435 = 354 \text{ mm}^2/\text{m}$

4.5. Výpočet šířky trhlin (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Rov.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 320 \text{ N/mm}^2$, krátkodobé zatížení: $E_s / E_c = 6.45$, $k_t = 0.6$, dlouhodobé zatížení: $E_s / E_c = 22.57$, $k_t = 0.4$
 $2.5(h - d) = 78 \text{ mm}$, $(h - x)/3 = 49 \text{ mm}$, $h/2 = 100 \text{ mm}$
 $A_{ceff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (200 - 52) \times 1000 = 49353 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 461 / 49353 = 0.009$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [320 - 0.4 \times (2.6/0.009) (1 + 22.57 \times 0.009)] / 200 = 0.93\% \geq 0.6 \times 320 / 200 = 0.96\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff}$ (EC2 Rov.7.11)
 $\emptyset = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 25.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.009 = 303.40 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 303.40 \times 0.001 \times 0.96 = 0.29 \text{ mm}$
 $w_k = 0.29 \text{ mm} \leq 0.40 \text{ mm} = w_{max}$, Stupně vlivu prostředí: XC1, **Mezní šířka trhlin je dodržena**

Příloha č. 3

Stropní deska jímky – dimenzování žebra

Strop_jímky 10/03/20221. TRÁM-001**Posouzení průřezu trámu na ohyb, a smyk**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-CSN:2007)

bxh=0.500x0.500 m, Med= 14.00 kNm,**Ved= 150.00 kN, Ned= 0.00 kN**

Návrh železového betonu

Třída betonu-výztuže : C25/30-B500B

(EC2 §3)

Stupně vlivu prostředí : XC1

(EC2 §4.4.1)

Krycí vrstva betonu : Cnom=25 mm

(EC2 §4.4.1)

 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$

(EC2 Tabulka 2.1N)

 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 25 / 1.50 = 16.67 \text{ MPa}$

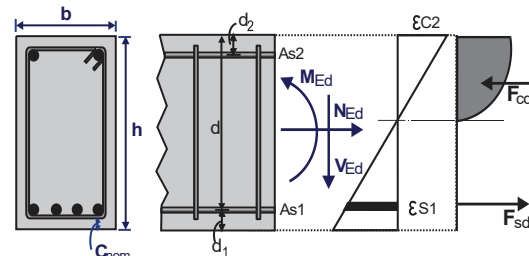
(EC2 §3.1.6)

 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1.00 \times 1.8 / 1.50 = 1.20 \text{ MPa}$

(EC2 §3.1.6)

 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$

(EC2 §3.2.7)

Modul pružnosti betonu $E_{cm}=31.0 \text{ GPa}$ 2. Rozměry a zatíženíŠířka trámu $b_w=0.500 \text{ m}$, výška trámu $h=0.500 \text{ m}$ Účinná výška průřezu $d_1=C_{nom}+\varnothing s+0.5\varnothing=25+8+0.5 \times 16=41 \text{ mm}$, $d_2=41 \text{ mm}$, $d=500-41=459 \text{ mm}$

Mezní stav únosnosti (MSÚ)

Ohybový moment $M_{ed}=14.00 \text{ kNm}$, Posouvající síla $V_{ed}=150.00 \text{ kN}$, Osová síla $N_{ed}=0.00 \text{ kN}$ (tlak)

Mezní stav použitelnosti (MSP)

Ohybový moment $M_{ed}=9.80 \text{ kNm}$, Posouvající síla $V_{ed}=104.00 \text{ kN}$, Osová síla $N_{ed}=0.00 \text{ kN}$ (tlak)3. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na ohyb

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.2.1)

Účinná výška průřezu $d_1=C_{nom}+\varnothing s+0.5\varnothing=25+8+0.5 \times 16=41 \text{ mm}$, $d=500-41=459 \text{ mm}$

Dimenzování na ohyb: Allgower, G.-Avak, R. Bemesslungstabellen nach Eurocode 2

für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)

Výztuž na ohyb (nutná je pouze tahová výztuž)

 $M_{ed}=14.00 \text{ kNm}$ $b_w=500 \text{ mm}$ $d=459 \text{ mm}$ $K_d=8.67$ $x/d=0.03$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ $k_s=2.32$, **$A_{s1}=0.71 \text{ cm}^2$** Minimální podélná tahová výzt., $A_s \geq 0.26 b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min}=3.10 \text{ cm}^2$)

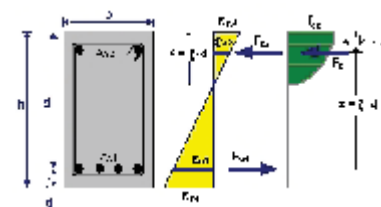
(EC2 §9.2.1.1.1)

Maximální tahová nebo tlaková výzt., $A_s \leq 0.04 A_c$, ($A_{s,max}=100.0 \text{ cm}^2$)

(EC2 §9.2.1.1.3)

Výztuž na ohyb: 3Ø12 (3.39 cm²) (dolní)3.1. Mezní moment únosnosti průřezu

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

 $b=500 \text{ mm}$, $h=500 \text{ mm}$, $d=459 \text{ mm}$, $A_{s1}=339 \text{ mm}^2$, $A_{s2}=0 \text{ mm}^2$ $\epsilon_{c2}=-1.48\%$, $\epsilon_{s1}=19.90\%$, $A_{s1}/b \cdot d=0.00148$ (0.148%) $x/d=\epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1})=1.48/(1.48+19.90)=0.069$, $x=31.8 \text{ mm}$ $\alpha_r=0.557$, $k_a=0.361$, $F_c=\alpha_r \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}=F_{s1}=147.64 \text{ kN}$, $A_{s1}=F_{s1}/f_{yd}=339 \text{ mm}^2$ $z=d-k_a \cdot x=(1-k_a \cdot \epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1}))d$, $z/d=1.0-0.361 \times 0.069=0.975$, $z=447.5 \text{ mm}$, $K_{d2}=1/(0.557 \cdot 0.069 \cdot 0.975 \cdot 16.67)=1.594 \text{ mm}^2/\text{N}$, $K_d=1.263$ Únosnost v ohybu $M_r=b \cdot d^2/K_{d2}=[10^{-6}] \times 500 \times 459^2/1.594=67.00 \text{ kNm}$ 

4. Mezní stav únosnosti (MSÚ), návrh na smyk

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Smyková únosnost bez smykové výztuže V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Rov.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Rov.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $b_w = 500 \text{ mm}$, $d = 459 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.66$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 339 / (500 \times 459) = 0.0015$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.37 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Rov.6.3N)
 $V_{rd, c(min)} = 0.001 \times (0.37) \times 500 \times 459 = 84.92 \text{ kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.66 \times (0.15 \times 25)^{0.33}] \times 500 \times 459 = 71.03$, $V_{rdc} = 84.92 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 150.00 \text{ kN} > V_{rdc} = 84.92 \text{ kN}$, **Ved > Vrdc smyková výztuž je nutná**

Únosnost betonových vzpěr V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Rov.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.16$, $\theta = 21.8^\circ$, $\cot \theta = 2.50$, $\tan \theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 25.0 \leq 60 \text{ MPa}$, $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 25 / 250] = 0.540$, $f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 500 \times 0.9 \times 459 \times 0.540 \times 16.67 / 2.90 = 641.1 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 150.0 \text{ kN} < 641.1 \text{ kN} = V_{rdmax}$, posouzení vyhovuje

Smyková výztuž ze svislých třmínků (EC2 §6.2.3 Rov.6.8)
 $V_{rds} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, $V_{rds} = 150.00 \text{ kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8 f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2$, $\cot \theta = 2.50$
 $A_{sw} / s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) = (10^6) \times 150.00 / (0.9 \times 459 \times 400 \times 2.50) = 363 \text{ mm}^2 / \text{m}$ ($A_{sw} / s = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
 Požadovaná smyková výztuž: ($A_{sw} / s = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Minimální třmínky pro smykové vyztužení (EC2 §9.2.2)
 Minimální stupeň smykového vyztužení $\rho_{w,min}$ (EC2 Rov.9.5N)
 $\rho_{w,min} = (0.08 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk})$, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{w,min} = 0.0008$
 $\min A_{sw} / s = 10 \times 0.0008 \times 500 \times \sin(90^\circ) = 4.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Maximální podélná vzdálenost třmínků $s_{lmax} = 0.75d$ ($\leq 400 \text{ mm}$) = 340mm (EC2 §9.2.2.6, Rov.9.6N)
 Maximální příčná vzdálenost větví třmínků $s_{tmax} = 0.75d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 340mm (§9.2.2.8, Rov.9.8N)

Minimální smykové vyztužení $2\emptyset 8/340$ ($A_{sw} / s = 5.92 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Smyková výztuž: $2\emptyset 8/340$ ($A_{sw} / s = 5.92 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

5. Mezní stav použitelnosti (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$M_{ed}(MSP) = 9.80 \text{ kNm}$, $V_{ed}(MSP) = 104.00 \text{ kN}$
 Součinitel konečného dotvarování $\phi(\infty, t_0) = 2.50$ (EC2 §3.1.4, Příloha B)
 Celkové přetvoření od smrštění $\epsilon_{cs} = -0.30\%$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Modul pružnosti betonu $E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$, $E_{ceff} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$ (EC2 Rov.7.20)
 Modul pružnosti oceli $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Modulární součinitel $E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45$, účinný $E_s / E_{c,eff} = 200 / 8.86 = 22.57$
 Tahová výztuž: $3\emptyset 12$ (3.39 cm^2)
 Stupeň vyztužení $\rho = A_{sl} / (b \cdot d) = 339 / (500 \times 459) = 0.001$

5.1. Stadium I (průřez bez trhlin) (MSP)

Ohybová tuhost průřezu bez trhlin, $EI = (200 / 22.57) \times (0.001 \times 5.519) = 48903 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_{2s} = (0.001) \times 2 \times 339 \times 0.203 = (0.001) \times 0.069 \text{ m}^3$, $y_2 = 244 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 244 - 41 = 203 \text{ mm}$ (EC2 Rov.7.21)
 $Křivost \text{ od momentu } 1/r_M = 9.80 / 48903 = (0.001) \times 0.200 \text{ (1/m)}$
 $Křivost \text{ od smrštění } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.069 / 5.519) = (0.001) \times 0.084 \text{ (1/m)}$
 Celková křivost $1/r = (0.001) \times 0.200 + (0.001) \times 0.084 = (0.001) \times 0.285 \text{ (1/m)}$
 Moment na mezi vzniku trhlin, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 2.6 \times (5.519 / 0.244) = 58.79 \text{ kNm}$

5.2. Stadium II (průřez s trhlinami) (MSP)

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.001, n \cdot \alpha_e = 22.57, n \cdot \rho = 0.023, \xi = 0.757, \alpha = 0.191, x = \alpha \cdot d = 0.088 \text{ m}$$

$$\text{Ohybová tuhost průřezu s trhlinami, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.757 \times 200 \times 339 \times 0.459^2 = 10819 \text{ kNm}^2$$

$$y_2 = (1 - \alpha) d = 371 \text{ mm}, \epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 371 \times 9.80 / 10819 = 0.34$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0.001) \times 2 \times 339 \times 0.371 = (0.001) \times 0.126 \text{ m}^3$$

(EC2 Rov.7.21)

$$\text{Křivost od momentu } 1/r_M = 9.80 / 10819 = (0.001) \times 0.906 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Křivost od smrštění } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.126 / 1.221) = (0.001) \times 0.698 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Celková křivost } 1/r = (0.001) \times 0.906 + (0.001) \times 0.698 = (0.001) \times 1.604 \text{ (1/m)}$$

$$M_{ed} = 9.80 \text{ kNm}, \epsilon_c / \epsilon_s = 0.08 / 0.34, x = 88 \text{ mm}, \sigma_s = 67 \text{ N/mm}^2$$

5.3. Ověření průhybů výpočtem (MSP)

(EC2 §7.4.3)

$$M_{ed} = 9.80 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 58.79 = 41.15 \text{ kNm}, \zeta = 0.00$$

(Rov.7.19)

$$\text{Konečná křivost } (1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 1.604) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.285) = (0.001) \times 0.285 \text{ (1/m)}$$

(Rov.7.18)

5.4. Minimální plochy výztuže (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimální plochy výztuže } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

(EC2 Rov.7.1)

$$b = 0.500 \text{ m}, b_{eff} = 0.500 \text{ m}, h = 0.500 \text{ m}, d = 0.459 \text{ m}, x = 0.088 \text{ m}, \varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed} / b h) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (500 - 88) \times 500 = 206145 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_l) = 1 \text{ mm}, f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2, A_{ct} = 206145 \text{ mm}^2, k = 0.86, k_c = 0.40, k_1 = 1.50$$

$$\text{Minimální vyztužení, } A_{s,min} = 0.40 \times 0.86 \times 2.60 \times 206145 / 435 = 424 \text{ mm}^2$$

5.5. Výpočet šířky trhlin (MSP)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

(EC2 Rov.7.8)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$$

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 67 \text{ N/mm}^2, \text{ krátkodobé zatížení: } E_s / E_c = 6.45, k_t = 0.6, \text{ dlouhodobé zatížení: } E_s / E_c = 22.57, k_t = 0.4$$

$$2.5(h - d) = 103 \text{ mm}, (h - x) / 3 = 137 \text{ mm}, h / 2 = 250 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} = 2.5(h - d)b = 2.5 \times (500 - 459) \times 500 = 51250 \text{ mm}^2$$

(\$7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 339 / 51250 = 0.007$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [67 - 0.4 \times (2.6 / 0.007) (1 + 22.57 \times 0.007)] / 200 = -0.57\% \geq 0.6 \times 67 / 200 = 0.20\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$$

(EC2 Rov.7.11)

$$\varnothing = 12 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 33.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.007 = 420.61 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 420.61 \times 0.001 \times 0.20 = 0.08 \text{ mm}$$

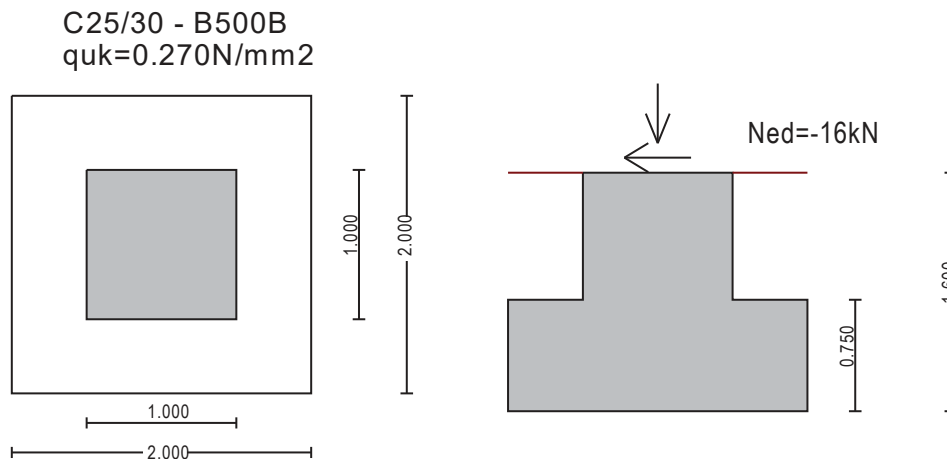
$$w_k = 0.08 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Stupně vlivu prostředí: XC1, Mezní šířka trhlin je dodržena}$$

Příloha č. 4

Návrh a posouzení základové patky sloupového jeřábu

Sako sloupový jeřáb 1,0 t 02/02/2022**1. ZÁKLAD-001****Základna ocelového sloupů Ned-Hed-Med**

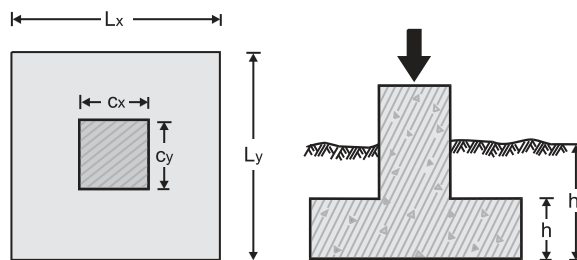
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-CSN:2007)

**Návrh železového betonu**

Třída betonu-výztuže : C25/30-B500B (EC2 §3)

Stupně vlivu prostředí : XC1 (EC2 §4.4.1)

Krycí vrstva betonu : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)

Tíha betonu : 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabulka 2.1N) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 25 / 1.50 = 16.67$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1.00 \times 1.8 / 1.50 = 1.20$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)Modul pružnosti betonu $E_{cm}=31.0$ GPa**1.1. Rozměry, materiály, zatížení****Rozměry**Základ $L_x= 2.000$ m $L_y= 2.000$ mSloup $c_x= 1.000$ m $c_y= 1.000$ mVýška základu $h= 0.750$ mHloubka základu $h_f= 1.600$ mPlocha základu $A_f= 4.00$ m²Objem základu $V_f= 3.85$ m³**Materiály základu**

Třída betonu-výztuže: C25/30-B500B (EC2 §3)

Krycí vrstva betonu: Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)

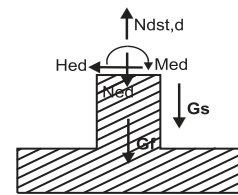
Účinná výška průřezu $d=h-d_1$, $d_1=Cnom+\varnothing(3/2)=75+3 \times 16/2=99$ mm, $d=750-99=651$ mmTíha betonu: 25.0 kN/m³ $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabulka 2.1N) $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 25 / 1.50 = 16.67$ MPa (EC2 §3.1.6) $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Zemina

Únosnost zeminy $q_{uk} = 0.270 \text{ N/mm}^2$
 Objemová tíha zeminy $\gamma = 18.500 \text{ kN/m}^3$

Zatížení

Vlastní tíha základu $(0.85+3.00) \times 25.00$ $G_f = 96.25 \text{ kN}$
 Tíha zeminy nad základem $(4.00 \times 1.60 - 3.85) \times 18.50$ $G_s = 47.18 \text{ kN}$
Návrhová zatížení
 Svislá síla dolů $N_{ed} = 16.00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $H_{ed} = 0.00 \text{ kN}$
 Moment $M_{ed} = 46.00 \text{ kNm}$
 Svislá síla nahoru $N_{dst,d} = 0.00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $H_{ed2} = 0.00 \text{ kN}$

**Parametry Eurokódu**

Posouzení únosnosti základové půdy (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)			
Dílčí součinitele zatížení a vlastností zeminy (EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)			
Mezní stav statické rovnováhy (EQU), Mezní stav porušení (STR), Mezní stav porušení základové půdy (GE)			
	(EQU)	(STR/GEO)	(STR/GEO)
		(A1+M1)	(A2+M2)
Zatížení	Stálé nepříznivé	$\gamma_{Gdst} = 1.10$	1.35
	Stálé příznivé	$\gamma_{Gstb} = 0.90$	1.00
	Proměnné nepříznivé	$\gamma_{Qdst} = 1.50$	1.30
	Proměnné příznivé	$\gamma_{Qstb} = 0.00$	0.00
Parametry zeminy	Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\phi} = 1.25$	1.00
	Efektivní soudržnost	$\gamma_c = 1.25$	1.00
	Neodvodněná smyková pevnost	$\gamma_{cu} = 1.40$	1.00
	Pevnost v prostém	$\gamma_{qu} = 1.40$	1.00
	Objemová tíha	$\gamma_w = 1.00$	1.00

$\gamma_{R,v}(R1)=1.00$, $\gamma_{R,h}(R1)=1.00$, $\gamma_{R,e}(R1)=1.00$

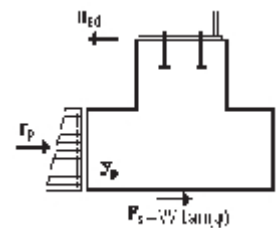
Dílčí součinitele zatížení : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Příloha A1)
 Kombinace mimořádných zatížení: (EC7) $\psi_2 = 0.30$
 Kombinace mimořádných zatížení: (EC2) $\psi_2 = 0.30$

Návrh železobetonu (EC2 EN1992-1-1:2004)

1.2. Passive earth pressure on the side of the foundation

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.5)

Úhel vnitřního tření základové půdy $\phi_d = \phi_k / \gamma_M = 24.00 / 1.25 = 19.20^\circ$
 Objemová tíha zeminy $\gamma_k = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Foundation depth $h_f = 1.600 \text{ m}$
 Foundation height $h = 0.750 \text{ m}$
 Foundation width $B_y = 2.000 \text{ m}$
 Součinitel pasivního zemního tlaku $K_p = 1.980$
 Zemní tlak ve vrcholu $p_1 = 18.50 \times 0.850 \times 1.980 = 31.14 \text{ kN/m}^2$
 Zemní tlak v patě $p_2 = 18.50 \times 1.600 \times 1.980 = 58.61 \text{ kN/m}^2$
 Síla od zemního tlaku $F_{prd} = 0.5 \times (31.14 + 58.61) \times 2.000 \times 0.750 = 67.31 \text{ kN}$
 Působíště síly od zemního tlaku $y_p = 0.419 \text{ m}$

**1.3. Sliding resistance forces at foundation base**

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3(8))

Úhel vnitřního tření základové půdy $\delta_k = 24.00^\circ$
 Svislé zatížení EQU $V_d = 16.00 + 0.90 \times (96.25 + 47.18) = 145.08 \text{ kN}$
 STR/GEO A1+M1 $V_d = 16.00 + 1.00 \times (96.25 + 47.18) = 159.43 \text{ kN}$
 STR/GEO A2+M2 $V_d = 16.00 + 1.00 \times (96.25 + 47.18) = 159.43 \text{ kN}$
 Pasivní síly od tření zeminy R_d
 EQU $R_d = V_d \cdot \tan(\delta_k / \gamma_M) = 145.08 \times \tan(24.00^\circ / 1.25) = 50.52 \text{ kNm}$
 STR/GEO A1+M1 $R_d = V_d \cdot \tan(\delta_k / \gamma_M) = 159.43 \times \tan(24.00^\circ / 1.00) = 70.98 \text{ kNm}$
 STR/GEO A2+M2 $R_d = V_d \cdot \tan(\delta_k / \gamma_M) = 159.43 \times \tan(24.00^\circ / 1.25) = 55.52 \text{ kNm}$

1.4. Posouzení porušení od posunutí

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.3)

The horizontal force acting outwards, is resisted by the passive earth pressure acting on the side of the foundation, and the friction force at the foundation base

Součet aktivních sil $H_{ed} = 0.00 \text{ kN}$

Součet pasivních sil $H_{rd} = 50.52 + 0.90 \times 67.31 / 1.40 = 93.79 \text{ kN}$

Posouzení posunutí $H_d = 0.00 \text{ kN} < R_d = 93.79 \text{ kN}$, Posouzení vyhovuje

1.5. Posouzení stability pro vztlakové síly

Zatížení (EQU), $0.90 \times \text{Stálé} + 1.50 \times \text{Proměnné}$

(EC7 §2.4.7.2)

Svislé síly nahoru $N_{dst,d} = 0 \text{ kN}$

Svislé síly dolů $G_k = 96.25 + 47.18 = 143.43 \text{ kN}$

Stabilizující síla dolů $N_{stb,d} = \gamma G_k = 0.90 \times 143.43 = 130 \text{ kN}$

$N_{dst,d} = 0 \text{ kN} < 130 \text{ kN} = N_{stb,d}$, Posouzení vyhovuje

1.6. Posouzení únosnosti základové půdy

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Zatížení (EQU, STR/GEO A1+M1, STR/GEO A2+M2), $1.35 \times \text{Stálé} + 1.50 \times \text{Proměnné}$

(EC7 §2.4.7.3)

Návrhová zatížení

Vertical load at foundation bottom $N_{ed} = 16.00 + 1.35 \times (96.25 + 47.18) = 209.62 \text{ kN}$

Vertical load at foundation top $N_{ed1} = 16.00 + 1.35 \times 21.25 = 44.69 \text{ kN}$

Moment at foundation bottom $M_{ed} = 46.00 - 0.90 \times (67.31 / 1.40) \times 0.419 = 27.87 \text{ kNm}$

relativní excentricita $e_x / L_x = M_{yy} / (N \cdot L_x) = 27.87 / (209.62 \times 2.000) = (1 / 15.043) = 0.066$

Excentricita $e_c = 27.87 / 209.62 = 0.133 \text{ m}$, $e_c \leq 2.000 / 3 = 0.667 \text{ m}$

Tlak v zemině $q_1 = 0.073 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.032 \text{ N/mm}^2$

tlak od vlastní tíhy $q = 10^{-3} f_x (209.62 - 44.69) / (2.00 \times 2.000) = 0.041 \text{ N/mm}^2$

Efektivní základ $L' = 2.000 - 2 \times 0.133 = 1.734 \text{ m}$

(EC7 Příloha D)

Návrhová efektivní plocha základu $A' = 1.734 \times 2.000 = 3.47 \text{ m}^2$

(EC7 Příloha D)

Tlak v zemině $q = N_{ed} / A' = 10^{-3} f_x \times 209.62 / (1.73 \times 2.000) = 0.060 \text{ N/mm}^2$

Únosnost základové půdy $R_d = A' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 3.468 \times (10^3 \times 0.27) / 1.40 = 668.83 \text{ kN}$

$N_{ed} = 209.62 \text{ kN} < 668.83 \text{ kN} = N_{rd}$, Posouzení vyhovuje

1.7. Návrh na ohyb

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Ohyb u spodního povrchu

$M_{ed}(yy) = 1000 \times (0.060 - 0.041) \times 2.000 \times 0.5002 / 2 = 4.75 \text{ kNm}$

$M_{ed}(xx) = 0.125 \times 45 \times 2.000 \times (1 - 1.000 / 2.000)^2 = 2.79 \text{ kNm}$

$M_{ed} = 4.75 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 651 \text{ mm}$, $K_d = 42.24$, $x/d = 0.01$

$\varepsilon_c / \varepsilon_s = 0.1 / 20.0$, $K_s = 2.30$, $A_s = 0.17 \text{ cm}^2$

Minimální vyztužení $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$) (EC2 §9.3.1)

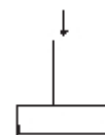
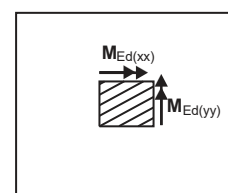
Minimální vyztužení $\varnothing 16 / 225$ ($8.93 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

$M_{ed} = 2.79 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 651 \text{ mm}$, $K_d = 55.09$, $x/d = 0.00$

$\varepsilon_c / \varepsilon_s = 0.1 / 20.0$, $K_s = 2.30$, $A_s = 0.10 \text{ cm}^2$

Minimální vyztužení $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 8.80 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Minimální vyztužení $\varnothing 16 / 225$ ($8.93 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

**Výztuž základu u spodního povrchu**

Výztuž v x-x směru: $\varnothing 16 / 225$ ($8.93 \text{ cm}^2 / \text{m}$), $10 \varnothing 16$ (20.10 cm^2)

Výztuž v y-y směru: $\varnothing 16 / 225$ ($8.93 \text{ cm}^2 / \text{m}$), $10 \varnothing 16$ (20.10 cm^2)

Ohyb u horního povrchu

$$M_{ed}(yy)=0.125 \times 0 \times 2.000 \times (1-1.000/2.000)^2 = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_{ed}(xx)=0.125 \times 0 \times 2.000 \times (1-1.000/2.000)^2 = 0.00 \text{ kNm}$$

$$M_{ed}=0.00 \text{ kNm}, b=2000 \text{ mm}, d=651 \text{ mm}, K_d=0.00, x/d=0.00$$

$$\varepsilon_c/\varepsilon_{s0}=0.0/0.0, K_s=0.00, A_s=*\text{cm}^2$$

$$\text{Minimální vyztužení } A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm}/f_{yk} \quad (A_s = 8.80 \text{ cm}^2/\text{m}) \quad (\text{EC2 §9.3.1})$$

$$\text{Minimální vyztužení } \varnothing 16/225 \quad (8.93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$M_{ed}=0.00 \text{ kNm}, b=2000 \text{ mm}, d=651 \text{ mm}, K_d=0.00, x/d=0.00$$

$$\varepsilon_c/\varepsilon_{s0}=0.0/0.0, K_s=0.00, A_s=*\text{cm}^2$$

$$\text{Minimální vyztužení } A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm}/f_{yk} \quad (A_s = 8.80 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\text{Minimální vyztužení } \varnothing 16/225 \quad (8.93 \text{ cm}^2/\text{m})$$

**Výztuž základu u horního povrchu**

Výztuž v x-x směru: $\varnothing 16/225$ (8.93 cm²/m), 10 $\varnothing 16$ (20.10 cm²)

Výztuž v y-y směru: $\varnothing 16/225$ (8.93 cm²/m), 10 $\varnothing 16$ (20.10 cm²)

1.8. Návrh na smyk

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

Návrh na smyk je pokryt návrhem na smyk při protlačení, protože uvažujeme kritickou plochu porušení pod úhlem $\theta=45^\circ$, $\tan(\theta)=1$

1.9. Návrh na smyk při protlačení

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Konzoly základu v x-x, $L_1=0.500 < d=0.651 \text{ m}$, $L_2=0.500 < d=0.651 \text{ m}$

Konzoly základu v y-y, $L_1=0.500 < d=0.651 \text{ m}$, $L_2=0.500 < d=0.651 \text{ m}$

Šířka základových konzol je < výška základu d.

Kritická plocha porušení v úhlu 45° ,

je mimo plochu základu.

Posouzení na smyk při protlačení vyhovuje

2. Kotvení výztuže základu

(EC2 §9.8.2.2, §8.4)

$$x=h/2=0.375 \text{ m}, R=1000 \times 0.000 \times 0.375 \times 2.000=0.00 \text{ kN}$$

$$e=0.15b=0.150 \text{ m}, z_e=0.463 \text{ m}, z_i=0.900d=0.586 \text{ m}$$

$$F_s=R \cdot z_e/z_i=0.00 \times 0.463/0.586=0.00 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 0.00/2010=0 \text{ MPa}$$

Základní požadovaná kotevní délka

(EC2 Rov.8.3)

$$l_b, r_{qd}=(\varnothing/4) (\sigma_{sd}/f_{bd})=(16/4) \times (0/2.70)=0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd}=435.00 \times 0/2010=0 \text{ MPa}, f_{bd}=2.25 \times 1.00 \times f_{ctd}=2.70 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

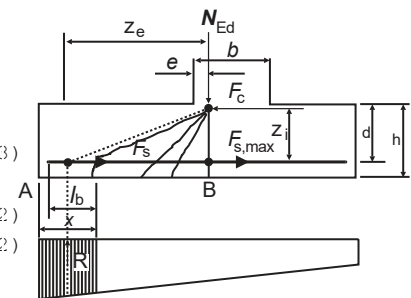
$$\text{Návrhová kotevní délka} \quad (\text{EC2 §8.4.4, T.8.2})$$

$$l_{bd}=0.70 \times 0=0 \text{ mm}, C_{nom}=75 \text{ mm} > 3 \times 16=48 \text{ mm}=(3\varnothing)$$



$$\text{Minimální kotevní délka } l_{b,min}=\max(0.30 l_{brqd}, 10\varnothing, 100 \text{ mm})=160 \text{ mm}$$

$$\text{Nutná kotevní délka podélné výztuže } l_{bd}=160 \text{ mm}=0.160 \text{ m}$$

$$l_{bd}=160 \text{ mm} < (x-C_{nom})=300.00. \text{ Je k dispozici dostatečná délka}$$



3. Výkaz výztuže

Poče	typ	výztužná vložka [mm]	počet	Ø	g/m [kg/m]	délka [m]	hmotnost [kg]
1	①		10	16	1.580	1.830	28.91
2	②		10	16	1.580	1.830	28.91
3	④		10	16	1.580	1.830	28.91
4	⑤		10	16	1.580	1.830	28.91
Celková hmotnost [kg]							115.64

