

**REKONSTRUKCE VENKOVNÍHO BAZÉNU,
ulice Novosady 10, Nový Jičín**

Dokumentace pro stavební povolení

0080/2023

**D.1.2. STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ
D.1.2.a) TECHNICKÁ ZPRÁVA
D.1.2.c) STATICKÉ POSOUZENÍ
D.1.2.d) PLÁN KONTROLY SPOLEHLIVOSTI
KONSTRUKCÍ**

Dodavatel: UNO statik s.r.o.
Mariánské náměstí 100/12
70900 Ostrava – Mariánské hory a Hulváky

Objednatel: MP Pro s.r.o.
U Lékárny 1408/4a,
Prostřední Suchá, 735 64 Havířov

Vypracoval: Ing. Robin Kulháněk

Datum: Listopad 2023

Počet listů: 52

Statickým výpočtem bylo:

- a) ověřeno základní koncepční řešení nosné konstrukce (podrobněji viz níže)
- b) posouzena stabilita konstrukce (podrobněji viz níže)
- c) stanoveny rozměry hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejích založení (podrobněji viz níže)
- d) proveden pouze statický výpočet (podrobněji viz níže)

Stavebně konstrukční řešení bylo zpracováno v rozsahu stavební povolení dle vyhlášky 499/2006 Sb v platném znění. Projekt pro stavební povolení nenahrazuje ostatní stupně PD (dílenskou dokumentaci a armovací výkresy).

Obsah:

D.1.2.a) Technická zpráva

a) Popis navrženého konstrukčního systému stavby, výsledek průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny	3
b) Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky.....	3
c) Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce	6
d) Návrh zvláštních, neobvyklých konstrukcí, konstrukčních detailů, technologických postupů	6
e) Technologické podmínky postupu prací, které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední stavby	7
f) Zásady pro provádění bouracích a podchycovacích prací a zpevňovacích konstrukcí či prostupů.....	7
g) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí.....	7
h) Seznam použitých podkladů, ČSN, technických předpisů, odborné literatury, software	7
i) Specifické požadavky na rozsah a obsah dokumentace pro provádění stavby, případně dokumentace zajišťované jejím zhotovitelem	8

D.1.2.c) Statické posouzení

a) Zatížení konstrukce	9
a.1 Zatížení sněhem	9
a.2 Zatížení větrem	9
a.3 Plošná zatížení užitná	10
a.4 Plošné zatížení stálé	10
a.5 Zatížení stálá pro svislé konstrukce	12
a.6 Zatížení celkem stropní roviny	12
b) Návrh a posouzení konstrukcí technické budovy	13
b.1 Posudek stropního panelu PAN1	14
b.2 Návrh a posudek výměny HEAč240.....	16
b.3 Návrh a posudek ŽB věnce BV1 na vodorovné účinky větru.....	17
b.4 Návrh a posudek ŽB překladu P1	20
b.5 Návrh a posudek ŽB překladu P2	23
c) Návrh a posouzení podzemní konstrukce.....	26
c.1 Návrh a posouzení stropní desky D2	27
c.2 Návrh a posouzení základové desky D3	30
c.3 Návrh a posudek ŽB stěny ST1	33
d) Návrh a posudek základu	35
d.1 Posouzení základu ZP1	37
d.2 Posouzení základu ZP2	37
d.3 Posouzení základové desky D3	37
d.4 Návrh a posouzení patek pod tobogán	38

D.1.2.d) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

D.1.2.a) Technická zpráva

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

Předmětem projektu je novostavba objektu technického zázemí v areálu Bazénu na adrese ulice Novosady 10, Nový Jičín. Součástí tohoto projektu je také podzemní objekt pro vedení technologie a pro akumulaci nádrží. Bude také provedena výměna stávajícího stropu u pozemního tunelu, kolektoru. Bude provedena také sanace stěn a základové desky.

a.1 Popis navrženého konstrukčního systému stavby

Objekt technického zázemí bude pravidelného půdorysu o maximálních půdorysných rozměrech cca 11,0m x 9,3m. Maximální výška objektu nad terénem bude cca 4,5m. Objekt bude jednopodlažní, v části klesne schodištěm do podzemního objektu. Objekt bude založen na základových pásech a patkách. První nadzemní podlaží bude zděné z keramických tvarovek. Stropní konstrukce nad 1.NP je navržená z předepjatých stropních panelů.

Podzemní objekt bude cca 15x13m. Objekt bude cca do hloubky 3,0m a bude zasypán cca 0,5m zeminy. Nosná konstrukce bude tvořena ŽB monolitickou konstrukcí. Tato konstrukce bude oddílována od okolních konstrukcí.

Stávající tunel je monolitická ŽB konstrukce tvořena základovou deskou ŽB stěnami a skládaným stropem z PZD desek. Na tento tunel bude napojena další část, která povede pod novostavbu technického zázemí. U stávajícího tunelu bude provedena sanace ŽB stěn a základové desky a bude provedena výměna stropní konstrukce.

a.2 Výsledek průzkumu stávajícího stavu nosného systému stavby při návrhu její změny

Novostavba technického zázemí bude provedena kolem stávajícího tobogánu. Konstrukcí střechy bude procházet hlavní nosný pilíř tobogánu. Tento pilíř bude založen na základové patce. Patka bude zatížena novými silami od nového tobogánu. Na základě skutečných sil od tobogánu bude stávající patka posouzena. Patka bude zesílena, podbetonována nebo odstraněna a provedená nová. Toto bude rozhodnuto po předání sil od nového tobogánu.

Stávající tunel je monolitická ŽB konstrukce tvořena základovou deskou ŽB stěnami a skládaným stropem z PZD desek. Stávající konstrukce nejsou v dobrém stavu. U stávajícího tunelu bude provedena sanace ŽB stěn a základové desky a bude provedena výměna stropní konstrukce.

Nový podzemní objekt vede podél stávajícího tunelu. Před realizací podzemního objektu je nutné zajistit stavební jámu spolu s betonovými tunely. Podrobný návrh a způsob zajištění bude navržen po provedení IGP. Zajištění bude provedeno štetovnicovou stěnou, mikropilotami nebo záporami. Podrobný návrh bude proveden v dalším stupni PD.

Před prováděním rekonstrukce je nutné, aby realizační firma provedla podrobný stavebně technický průzkum veškerých konstrukcí a ve spolupráci se stavebním dozorem a statikem stavby byly potvrzeny navržené konstrukce a byly dle potřeby doplněny další nutné konstrukce.

Je nutné ověřit veškeré stávající konstrukce uváděné v projektu.

Při rekonstrukci je nutné postupovat maximálně opatrně. Veškeré stávající konstrukce je nutné prověřovat. V případě jakýchkoliv nejasností nebo nových zjištění je nutné kontaktovat projektanta statika.

b) Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

b.1 Základové poměry

Před realizací a před dalším stupněm PD je nutné zpracovat IGP a zjistit hladinu spodní vody. Na základě IG průzkumu budou navržené konstrukce upřesněny. Konstrukce jsou navrženy na odhadnuté parametry zeminy.

Pro návrh základu nebyl k dispozici podrobný IGP. Předpokládají se jíly F6 tuhé-pevné konzistence. Únosnost základové půdy 1,0m pod terénem se předpokládá 150kPa. Předpoklad je nutné ověřit stavebníkem případně geologem přímo na stavbě a v případě odlišných podmínek nutno

konzultovat s projektantem. Základová spára musí být v rostlém terénu. V případě svažitého terénu je nutné základy prohloubit tak aby byly v rostlém terénu. Při zakládání je nutné dbát na to, aby byla stavba založena v rostlém terénu na podloží s podobnými vlastnostmi. V opačném případě je nutné základy dle potřeby prohloubit. Základy musí být přisypány zeminou z obou stran stejně, aby nedocházelo k ohybu. Pokud to tak není možné, je nutné základy rozšířit a vyztužit jako opěrnou stěnu.

Novými základy nesmí být podkopány stávající základy. Před realizací je nutné zmapovat stávající základovou patku u točitého schodiště. Je nutné ověřit její tvar a hloubku. V případě že nebude patka odpovídat výpočtu a nebude o rozměrech 2x2x1,5m, bude odstraněna a provedena nová. Je nutné zmapovat velikost hloubku a kvalitu základu. Patku je nutné zajistit při realizaci podzemních objektů.

Na základě IGP bude upřesněno zajištění stavební jámy a podchycení a zajištění stávajícího ŽB kolektoru (tunelu), který bude podzemním objektem podkopán. Zajištění může být provedeno štětovnicemi nebo mikropilotovou či záporovou stěnou. Toto bude podrobně navrženo v dalším stupni PD na základě IGP.

Obzvláště důležité je stanovit hladinu spodní vody a její maximální možnou úroveň. Na základě tohoto bude podzemní objekt posouzen na vztlak případně bude zajištěn tahovými pilotami.

b.2 Novostavba technického zázemí

b.2.1 Základové konstrukce

Objekt bude založen na základových pásech skládajících se ze dvou částí. Obvodové nosné zdi budou založeny na pásech se spodní částí šířky 0,9m výšky 0,5 m z monolitického betonu. Horní část je navržena z tvarovek tvořící ztracené bednění šířky 400mm, které budou zmonolitněny betonem. Spodní část základových pásů bude vyztužena ocelí B500B (R10 505) a bude provedena z betonu třídy C30/37 XC4, XA1 beton odolný vůči pronikání vody. Horní část základových pásů bude také vyztužena a bude zmonolitněná betonem třídy C30/37 XC4, XA1. Obě části základových pásů budou propojeny výztuží. Podrobný návrh výztuže bude proveden v dalším stupni PD. Základy postupně klesnou k základům podzemního objektu.

Základová deska je navržena o tloušťce 200 mm z betonu třídy C30/37 XC4, XA1 beton odolný vůči pronikání vody. Deska bude vyztužena sítí KARI 100/100/8 při horním i spodním lici desky. Základová deska bude provedena na hutněný štěrkový polštář. Spodní kari síť je nosná v poli, horní kari síť je nosná nad středními pásy. Horní kari síť je navržena navíc kvůli omezení smršťovacích trhlin v betonu. V dalším stupni PD je nutné přesně stanovit zatížení základové desky technologií. Statik potvrdí nebo upřesní vyztužení základové desky.

Pro zásypy a násypy pod desku bude použit objemově stálý materiál např. štěrk. Ten bude hutněn po vrstvách. Pod podkladní deskou bude proveden polštář tl. min 300mm. Tento zásyp bude upraven tak, aby při kontrole hutnění bylo dosaženo hodnot modulu přetvárnosti z druhého cyklu statické zatěžovací zkoušky $E_{def,2} > 60 \text{ MPa}$, poměr $E_{def,2} / E_{def,1} \text{ max. } 2,5$.

Pod základy bude proveden podkladní beton výšky 100mm z betonu C16/20 X0. Podkladní beton musí být proveden ihned po provedení výkopu po provedení kontroly spáry geoteknikem nebo geologem. Do základové spáry nesmí zatéct a nesmí promrznout.

Součástí základů bude také výstup z nového podzemního objektu. Objekt zde bude dilatován.

Novými základy nesmí být podkopány stávající základy. Před realizací je nutné zmapovat stávající základovou patku u točitého schodiště. Je nutné ověřit její tvar a hloubku. V případě že nebude patka odpovídat výpočtu a nebude o rozměrech 2x2x1,5m, bude odstraněna a provedena nová. Je nutné zmapovat velikost hloubku a kvalitu základu. Patku je nutné zajistit při realizaci podzemních objektů.

b.2.2 Svislé nosné konstrukce

Obvodové nosné zdi budou vyzděny z keramických tvarovek. Obvodové nosné zdi budou vyzděny z tvarovek tl.400mm, pevnosti P10 na celoplošné lepidlo. Objekt bude ztužen ztužujícími věnci. Překlady nad otvory budou monolitické železobetonové. Nad prostupem základů bude ve zdivu proveden ŽB překlad

Železobetonové konstrukce jsou navrženy z betonu C20/25 XC1 a budou vyztuženy výztuží B500B (R10505).

b.2.3 Střešní konstrukce

Střešní konstrukce bude tvořena předepjatými stropními panely tl. 250mm. Typ vyztužení panelu je popsáno ve statickém posouzení. Panely budou pokládány na ŽB věnec výšky 250mm. Dle technologických postupů budou panely ve spárách opatřeny výztuží, která bude napojena na výztuž věnce. Kolem panelů bude proveden také věnec, který bude propojen s věncem spodním. Tím bude vytvořena tuhá stropní rovina. Prostupy panely je nutno provádět dle doporučení výrobce panelů. Nedoporučuje se provádět instalační šachty. Jednotlivé prostupy se doporučují provádět samostatně dle doporučení dodavatele a výrobce panelů. Provádění panelového stropu se řídí technologickými a konstrukčními zásadami výrobce. Uložení panelů na zdi respektive na věnci bude 150mm, aby byla zmenšena excentricita zatížení do nosné zdi.

V tomto stupni PD jsou navrženy předepjaté panely firmy GOLDBEG. Panely jsou navrženy a posouzeny na základě tabulek únosnosti jednotlivých panelů. Před realizací bude proveden podrobný statický výpočet stropní konstrukce přímo firmou dodávající stropní konstrukci. Bude proveden podrobný kladečský plán jednotlivých panelů. Kladečský plán a návrh bude doložen statickým výpočtem.

Stropem prochází hlavní nosný pilíř tobogánu. Kolem pilíře budou ve střeše provedeny ocelové výměny a strop bude dobetonován.

Monolitické zálivky a věnce budou provedeny z betonu C20/25 XC1 a budou vyztuženy vázanou výztuží B500B. Ocelové konstrukce jsou navrženy z oceli S235. Ocelové konstrukce budou natřeny a budou požárně chráněny.

b.3 Rekonstrukce stávajícího tunelu

Stávající tunel je monolitická ŽB konstrukce tvořena základovou deskou ŽB stěnami a skládaným stropem z PZD desek. Stávající konstrukce nejsou v dobrém stavu. U stávajícího tunelu bude provedena sanace ŽB stěn a základové desky a bude provedena výměna stropní konstrukce.

ŽB stropní deska bude tl.200mm deska bude prefa a nebo monolitická. Stropní konstrukce bude napojena na stávající stěny. Konstrukce budou izolovány. Před odstraněním stropní konstrukce je nutné zmapovat propojení stěny a stropu a výztuž stěn. Případně bude provedeno provizorní rozeprání stěn proti sobě. Sanace stěn bude provedena ověřenými metodami. Nesoudržné části budou odstraněny. Zkorodovaná výztuž bude očištěna a natřena. Na konstrukci bude proveden adhezní můstek a bude použita sanační malta.

Betonové konstrukce budou provedeny z betonu třídy C30/37 XC4, XA1 beton odolný vůči pronikání vody. Konstrukce budou vyztuženy vázanou výztuží B500B a sítěmi kari.

b.4 Provedení nového podzemního objektu

Podzemní objekt bude cca 20x17m. Objekt bude cca do hloubky 4,3m a bude zasypán cca 0,5m zeminy. Nosná konstrukce bude tvořena ŽB monolitickou konstrukcí. Tato konstrukce bude oddílována od okolních konstrukcí. Na základovou spáru bude proveden podkladní beton tl. 200mm. Beton bude vyztužen sítí kari 6/100/100. Beton je navržen C16/20 X0. Na podkladním betonu bude provedena hydroizolace a základová ŽB deska tl. 350mm. Na desku budou napojeny podzemní stěny obvodové tl. 350mm a vnitřní 300mm. Dále budou na desku napojeny podzemní sloupy ŽB 300x300mm. Nad touto konstrukcí bude provedena stropní konstrukce tl.350mm. Celá konstrukce bude izolována povlakovou izolací a zároveň bude provedena jako bílá vana z voděodolného betonu. ŽB konstrukce je navržena z betonu C30/37 XC4, XA1 beton odolný vůči pronikání vody. Beton bude vyztužen vázanou výztuží B500B. Veškeré detaily a pracovní spáry budou ošetřeny prvky pro bílé vany. Do ŽB konstrukcí je nutné osazovat prvky pro řízenou smršťovací spáru.

Před realizací je nutné zpracovat IGP na základě IGP je nutné posoudit podzemní objekt proti vztlaku podzemní vodou v nejvíce nepříznivém stavu. Dále je nutné posoudit základovou desku a podzemní stěnu na tlak vodou. Pokud ŽB konstrukce nevyhoví na vztlak, je nutné ji zajistit tahovými pilotami Na základě IGP bude také navrženo zajištění stavební jámy a podchycení stávajících ŽB tunelů, které budou místy podkopány.

b.5 Patky pod tobogán

Patky pod tobogán jsou navrženy nové o různých rozměrech. Patky jsou navrženy z betonu C25/30 XC2 a budou vyztuženy vázanou výztuží B500B.

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

c.1 Užitná charakteristická zatížení podlahových ploch a stropů nadzemních podlaží

Užitná zatížení byla užitá v souladu s platnými ČSN EN. Bylo uvažováno plošné zatížení užité 5,0 kN/m². V dalším stupni PD je nutné stanovit zatížení základové desky a stropní desky technologii.

c.2 Zatížení větrem

Zatížení větrem je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4 dle II. větrové oblasti, terénu kategorie „III“ základním tlakem větru hodnotou $q_p = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Veškeré vrstvy střešního pláště a obvodového pláště je nutné kotvit proti sání větru. Hodnoty sání větru jsou uvedeny ve statickém posouzení.

c.3 Zatížení sněhem

Dle mapy sněhových oblastí se předmětná lokalita nachází v III. oblasti. Základní tíha sněhu je uvažována 1,5 kN/m². (hodnota určena dle www.snehovamapa.cz v souladu s ČSN EN 1991-1-3).

c.4 Seizmické zatížení (dle ČSN EN 1998-1)

Stavba se nachází v oblasti s referenčním zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,10 \text{ g}$. Všechny vodorovné účinky zatížení budou spolehlivě přeneseny monolitickými konstrukcemi.

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

Veškeré stavební konstrukce je třeba provádět pod vedením autorizovaného stavbyvedoucího, který zajistí bezpečnost práce při provádění těchto konstrukcí.

Při provádění veškerých stavebních konstrukcí je nutné dodržovat veškeré příslušné normy k provádění jednotlivých typů stavebních konstrukcí. Především budou dodrženy normy ČSN EN 13670 - Provádění betonových konstrukcí, ČSN EN 206-1-Beton, ČSN EN 1996-2 Navrhování zděných konstrukcí - Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva, ČSN 73 2604 -Kontrola a údržba ocelových konstrukcí, ČSN EN 1090-2+A1 - Technické požadavky na ocelové konstrukce

Při provádění veškerých konstrukcí Porotherm je nutné dodržovat konstrukční a technologické postupy provádění Porotherm.

Při použití jakéhokoli systémového řešení např. Hilti, Isocorb atd, je nutné dodržovat technologické postupy provádění a konstrukční zásady stému

Před prováděním rekonstrukce je nutné, aby realizační firma provedla podrobný stavebně technický průzkum veškerých konstrukcí a ve spolupráci se stavebním dozorem a statikem stavby byly potvrzeny navržené konstrukce a byly dle potřeby doplněny další nutné konstrukce.

Je nutné ověřit veškeré stávající konstrukce uváděné v projektu.

Při rekonstrukci je nutné postupovat maximálně opatrně. Veškeré stávající konstrukce je nutné prověřovat. V případě jakýchkoliv nejasností nebo nových zjištění je nutné kontaktovat projektanta statika.

Veškeré stavební konstrukce je třeba provádět pod vedením autorizovaného stavbyvedoucího, který zajistí bezpečnost práce při provádění těchto konstrukcí.

Při provádění veškerých stavebních konstrukcí je nutné dodržovat veškeré příslušné normy k provádění jednotlivých typů stavebních konstrukcí. Především budou dodrženy normy ČSN EN 13670 - Provádění betonových konstrukcí, ČSN EN 206-1-Beton, ČSN EN 1996-2 Navrhování zděných konstrukcí - Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva, ČSN 73 2604 -Kontrola a údržba ocelových konstrukcí, ČSN EN 1090-2+A1 - Technické požadavky na ocelové konstrukce.

Při ukládání ocelových prvků na stávající zdivo nebo na nové zdivo je vždy nutné provést roznášecí maltové lože nebo osadit roznášející ocelovou plotnu!!!!!!

Při použití jakéhokoli systémového řešení např. Hilti, Isocorb atd, je nutné dodržovat technologické postupy provádění a konstrukční zásady stému.

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

Stavební práce provádět dle platných ČSN a ČSN EN určené pro provádění jednotlivých typů konstrukcí z jednotlivých typů materiálu. Nutno dodržovat požadavky dodavatelů konstrukcí.

Při stavebních pracích, musí být dodržena příslušná ustanovení zákona č. 309/2006 Sb. a nařízení vlády č. 591/2006 Sb. o bezpečnosti práce na staveništi.

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

Bourací práce musí být prováděny dle platných ČSN EN, předpisů, a zažitých postupů.

Při bourání jakýchkoli konstrukcí (příček stěn) je vždy nutné ověřit, zda je tato konstrukce nezatížená jinou konstrukcí (stropem, krovem, příčkou v horním podlaží). V případě že je konstrukce zatížená je nutno provést podchycení této konstrukce.

V případě zřizování nebo rozšiřování otvorů v nosných stěnách nebo příčkách je nutné vždy provizorně podchytit stávající konstrukce svislé i vodorovné. Je nutné provést definitivní podchycení, zajistit účinnost tohoto podchycení a pak je možno otvor vybourat a posléze odstranit provizorní podchycení.

Při bourání stávajících konstrukcí je nutné zajistit stabilitu konstrukcí, které zůstanou ponechány. Při bouracích pracích, stejně tak jako při ostatních stavebních pracích, musí být dodržena příslušná ustanovení zákona č. 309/2006 Sb. a nařízení vlády č. 591/2006 Sb. o bezpečnosti práce na staveništi.

g) Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

Kontrolu a přejímku zakrývaných konstrukcí provádí v rozsahu své působnosti osoba vykonávající stavební dozor.

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

- 1) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí- Část 1-1: Obecná zatížení- Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- 3) ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí- Část 1-3: Obecná zatížení- Zatížení sněhem
- 4) ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí- Část 1-4: Obecná zatížení- Zatížení Větrem
- 5) ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 6) ČSN EN 1993-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 7) ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 8) ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí- Část 1: Obecná pravidla
- 9) ČSN EN 1997-2 Navrhování geotechnických konstrukcí- Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy

10) ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení- Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby

11) EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

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

Stavebně konstrukční řešení bylo zpracováno v rozsahu pro stavební povolení dle vyhlášky 499/2006 Sb v platném znění. Byly posouzeny rozhodující konstrukční prvky objektu a celkové koncepční řešení objektu. Před realizací je nutné zpracovat dokumentaci pro provedení stavby. Tato dokumentace nenahrazuje dokumentaci pro provádění stavby ani jiné následné stupně dokumentace.

Před realizací je nutné zpracovat IGP.

Před prováděním rekonstrukce je nutné, aby realizační firma provedla podrobný stavebně technický průzkum veškerých konstrukcí a ve spolupráci se stavebním dozorem a statikem stavby byly potvrzeny navržené konstrukce a byly dle potřeby doplněny další nutné konstrukce.

Je nutné ověřit veškeré stávající konstrukce uváděné v projektu.

Při rekonstrukci je nutné postupovat maximálně opatrně. Veškeré stávající konstrukce je nutné prověřovat. V případě jakýchkoliv nejasností nebo nových zjištění je nutné kontaktovat projektanta statika.

Novými základy nesmí být podkopány stávající základy. Před realizací je nutné zmapovat stávající základovou patku u točitého schodiště. Je nutné ověřit její tvar a hloubku. V případě že nebude patka odpovídat výpočtu a nebude o rozměrech 2x2x1,5m, bude odstraněna a provedena nová. Je nutné zmapovat velikost hloubku a kvalitu základu. Patku je nutné zajistit při realizaci podzemních objektů.

Před realizací je nutné zpracovat IGP na základě IGP je nutné posoudit podzemní objekt proti vzlaku podzemní vodou v nejvíce nepříznivém stavu. Dále je nutné posoudit základovou desku a podzemní stěnu na tlak vodou. Pokud ŽB konstrukce nevyhoví na vztlak, je nutné ji zajistit tahovými pilotami Na základě IGP bude také navrženo zajištění stavební jámy a podchycení stávajících ŽB tunelů, které budou místy podkopány.

D.1.2.c) Statické posouzení

a) Zatížení konstrukce

a.1 Zatížení sněhem

Lokalita: Nový Jičín

Sněhová oblast: III $s_k = 1,50 \text{ kNm}^{-2}$ (hodnota určena dle www.snehovamapa.cz)

$C_e = 1,00$ (Typ krajiny)

$C_t = 1,00$

$\mu_1 = 0,80$

$$s_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,50 = 1,20 \text{ kNm}^{-2}$$

$$s_d = s_k \cdot \gamma_s = 1,20 \cdot 1,50 = 1,80 \text{ kNm}^{-2}$$

a.2 Zatížení větrem

Předmětná lokalita se nachází ve větrné oblasti II k.ú. Nový Jičín, kategorie terénu III. Tabulková hodnota rychlosti větru je $25,00 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$.

Délka objektu: $l = 11,00 \text{ m}$

Šířka objektu: $b = 9,00 \text{ m}$

Výška objektu: $h = z = 5,00 \text{ m}$

a.2.1 Dynamický tlak větru

Rychlost větru (oblast II): $v_{b,0} = 25,00 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$

Součinitel směru větru: $c_{dir} = 1,00$

Součinitel ročního období: $c_{season} = 1,00$

Základní rychlost větru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 25,00 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$

Referenční výška: $h = z = 5,00 \text{ m}$

Kategorie terénu III: $z_o = 0,30 \text{ m}$, $z_{oII} = 0,05 \text{ m}$

Součinitel terénu: $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{oII}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot (0,30/0,05)^{0,07} = 0,22$

Součinitel drsnosti: $c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_o} = 0,22 \cdot \ln(5,00/0,30) = 0,61$

Součinitel ortografie: $c_o(z) = 1,00$

Charakteristická střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b(z) = 0,61 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 15,15 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$$

Intenzita turbulence: $I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln \frac{z}{z_o}} = 1,00 / [1,00 \cdot (5,00/0,30)] = 0,36$

Maximální charakteristický tlak větru:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0,5 \cdot [1 + 7 \cdot 0,36] \cdot 1,25 \cdot 15,15^2 = 0,50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

a.2.2 Vodorovný tlak na konstrukci

Součinitelé vnějšího a vnitřního tlaku:

$C_{pi,10} = 0,20$, $C_{pi,10} = -0,30$,

$C_{pe,10A} = -1,20$, $C_{pe,10B} = -0,80$, $C_{pe,10C} = -0,50$, $C_{pe,10D} = 0,80$, $C_{pe,10E} = -0,50$

$C_{pe,10F} = -1,60$, $C_{pe,10G} = -1,10$, $C_{pe,10H} = -0,70$, $C_{pe,10I} = -0,20$, $0,20$

Charakteristický plošný tlak větru na stěny objektu:

$$w_{eiD} = q_p \cdot [c_{pe,D} \pm c_{pi,1}] = 0,50 \cdot [(0,80 - (-0,30))] = 0,55 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$w_{eiE} = q_p \cdot [(c_{pe,E} \pm c_{pi,1})] = 0,50 \cdot [(-0,50 - -0,30)] = -0,10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Charakteristický plošný tlak větru na střechu objektu:

$$w_{pe,10F1} = -0,90, w_{pe,10G1} = -0,65, w_{pe,10H1} = -0,45, w_{pe,10I1} = -0,20$$

$$w_{pe,10I2} = 0,25$$

a.2.3 Maximální sání na střešní plášť

Nový střešní plášť je nutné kotvit k nosné konstrukci na účinky sání větru. Maximální lokální sání větru je dle výpočtu níže. Na tyto síly je nutné navrhnout kotvení nového střešního pláště.

$$C_{pe,F,1} = -2,0$$

$$w_{ei} = q_p \cdot (c_{pe,L}) \cdot \gamma_q = 0,50 \cdot (-2,5) \cdot 1,50 = -1,875 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

a.2.4 Maximální sání větru na obvodový plášť

Nový obvodový plášť je nutné kotvit k nosné konstrukci na účinky sání větru. Maximální lokální sání větru je dle výpočtu níže. Na tyto síly je nutné navrhnout kotvení nového obvodového pláště.

$$C_{pe,1A} = -1,40$$

$$w_{ei} = q_p \cdot (c_{pe,A}) \cdot \gamma_q = 0,50 \cdot (-1,4) \cdot 1,50 = -1,05 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

a.3 Plošná zatížení užitná

		$q_k [\text{kNm}^{-2}]$	γ_Q	$q_d [\text{kNm}^{-2}]$
kategorie H střechy a půda		0,750	1,50	1,125
		$q_k [\text{kNm}^{-2}]$	γ_Q	$q_d [\text{kNm}^{-2}]$
kategorie C		5,000	1,50	7,500

a.4 Plošné zatížení stálé

a.4.1 Zatížení stálé pro střechu

		$g_k [\text{kNm}^{-2}]$	γ_G	$g_d [\text{kNm}^{-2}]$
lehká střešní krytina max. 10kg m ⁻²		0,100	1,35	0,135
TI + HI		0,500	1,35	0,675
rošt SDK + SDK		0,300	1,35	0,405
Skladba celkem		0,900		1,215
spiro panel 250mm		3,370	1,35	4,550
střešní konstrukce celkem		4,270		5,765

a.4.2 Zatížení stálé pro střechu-dobetonávka

		$g_k [\text{kNm}^{-2}]$	γ_G	$g_d [\text{kNm}^{-2}]$
lehká střešní krytina max. 10kg m ⁻²		0,100	1,35	0,135
TI + HI		0,500	1,35	0,675
rošt SDK + SDK		0,300	1,35	0,405
Skladba celkem		0,900		1,215
Dobetonávka		6,250	1,35	8,438
střešní konstrukce celkem		7,150		9,653

a.4.3 Zatížení stálé pro strop tunelu – výměna stropu stávajícího tunelu

		g_k [kNm ⁻²]	γ_G	g_d [kNm ⁻²]
betonová dlažba		1,150	1,35	1,553
šterkový podsyp		3,600	1,35	4,860
zemina		6,300	1,35	8,505
hydroizolace		0,100	1,35	0,135
skladba celkem		11,150		15,053
ŽB strop		7,500	1,35	10,125
střešní konstrukce celkem		18,650		25,178

a.4.4 Zatížení stálé pro strop podzemního objektu

		g_k [kNm ⁻²]	γ_G	g_d [kNm ⁻²]
betonová dlažba		1,150	1,35	1,553
šterkový podsyp		3,600	1,35	4,860
zemina		6,300	1,35	8,505
hydroizolace		0,100	1,35	0,135
skladba celkem		11,150		15,053
ŽB strop		7,500	1,35	10,125
střešní konstrukce celkem		18,650		25,178

		g_k [kNm ⁻²]	γ_G	g_d [kNm ⁻²]
Voda	10,0x6,0 174kN	2,900	1,35	3,915
Bazén	10,0x6,0 33kN	0,550	1,35	0,743
Betoná vrstva		9,200	1,35	12,420
hydroizolace		0,100	1,35	0,135
skladba celkem		12,750		17,213
ŽB strop		7,500	1,35	10,125
střešní konstrukce celkem		20,250		27,338

		g_k [kNm ⁻²]	γ_G	g_d [kNm ⁻²]
Voda	3,8x5,8 165kN	7,486	1,35	10,107
Bazén	3,8x5,8 21kN	0,953	1,35	1,286
Betoná vrstva		9,200	1,35	12,420
hydroizolace		0,100	1,35	0,135
skladba celkem		17,739		23,948
ŽB strop		7,500	1,35	10,125
střešní konstrukce celkem		25,239		34,073

a.5 Zatížení stálá pro svislé konstrukce

- Zdivo obvodové

		g_k [kNm ⁻²]	γ_G	g_d [kNm ⁻²]
Keramické tvarovky	0,40*8,5	3,400	1,35	4,590
Omitka	2*0,015*5	0,540	1,35	0,729
Zateplení		0,200	1,35	0,270
skladba celkem		4,140		5,589

a.6 Zatížení celkem stropní roviny

- Střecha

		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé střecha		4,270	1,35	5,765
Zatížení nahodilý sníh		1,200	1,50	1,800
Zatížení nahodilý vítr		0,250	1,50	0,375
Zatížení celkem tlak		5,720	1,39	7,940

- Střecha-dobetonávka

		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé střecha		7,150	1,35	9,653
Zatížení nahodilý sníh		1,200	1,50	1,800
Zatížení nahodilý vítr		0,250	1,50	0,375
Zatížení celkem tlak		8,600	1,38	11,828

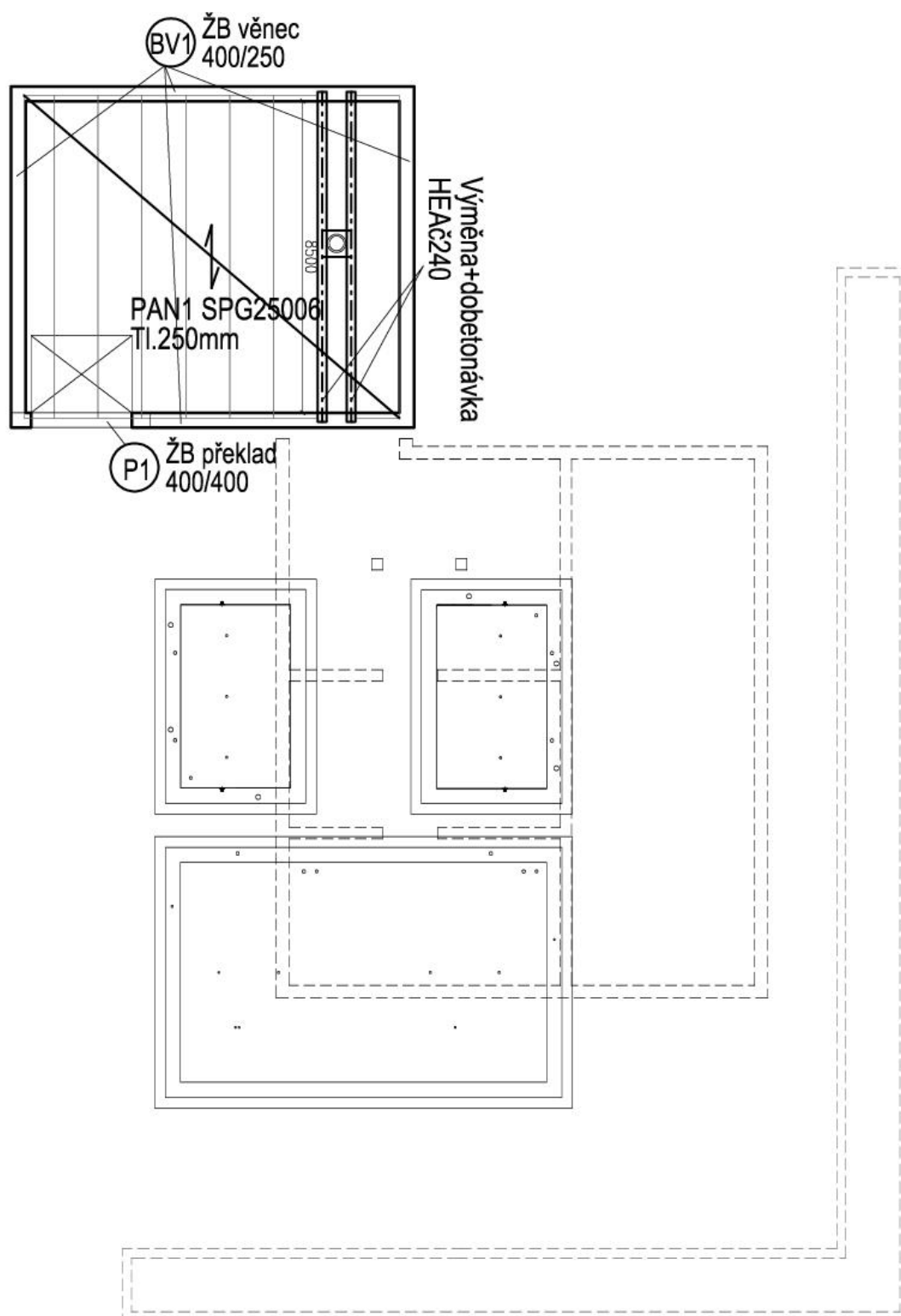
- Strop tunel – výměna stávajícího

		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé podzemní objekt		18,650	1,35	25,178
Zatížení užité		5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak		23,650	1,38	32,678

- Strop nový podzemní objekt

		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé podzemní objekt		18,650	1,35	25,178
Zatížení užité		5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak		23,650	1,38	32,678
		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé podzemní objekt		20,250	1,35	27,338
Zatížení užité		5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak		25,250	1,38	34,838
		$q_k ; g_k$ [kNm ⁻²]	$\gamma_Q ; \gamma_G$	$q_d ; g_d$ [kNm ⁻²]
Zatížení stálé podzemní objekt		25,239	1,35	34,073
Zatížení užité		5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak		30,239	1,37	41,573

b) Návrh a posouzení konstrukcí technické budovy



b.1 Posudek stropního panelu PAN1

Označení panelu:	PAN1
Rozměry:	šířka: $b_n = 1200$ mm, výška: $h_n = 250$ mm
Materiál:	beton: Spiroll panel výztuž SPH 25006
Délka nosníku:	$L = 8,70$ m (délka pro statický výpočet)

b.1.1 Zatížení konstrukce

- Rekapitulace plošné zatížení

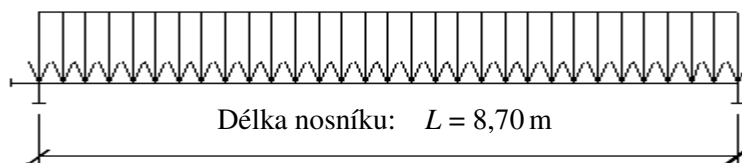
		x_k [kNm ⁻²]	γ_x	x_d [kNm ⁻²]
Stálé zatížení - střecha	$g_k; g_d$	0,90	1,35	1,22
Nahodilé zatížení - sníh	$s_k; s_d$	1,20	1,50	1,80
Nahodilé zatížení - vítr	$w_k; w_d$	0,25	1,50	0,38
Vlastní váha	$g_k; g_d$	3,37	1,35	4,55
Zatížení plošné celkem		5,72		7,94

- Zatížení liniové na konstrukci

Roznášecí šířka: $a = 1,20$ m

		x_k [kNm ⁻¹]	γ_x	x_d [kNm ⁻¹]
Stálé zatížení - střecha	$g_k; g_d \cdot a$	1,08	1,35	1,46
Nahodilé zatížení - sníh	$s_k; s_d \cdot a$	1,44	1,50	2,16
Nahodilé zatížení - vítr	$w_k; w_d \cdot a$	0,30	1,50	0,45
Vlastní váha	$g_k; g_d \cdot a$	4,04	1,35	5,46
Zatížení liniové celkem		6,86		9,53
Kombinace zatížení		x_k [kNm ⁻¹]		
Výpočtová hodnota zatížení		9,53		
Charakteristická hodnota zatížení		6,74		
Častá hodnota zatížení		5,84		
Kvazistálá hodnota zatížení		5,41		

b.1.2 Výpočet vnitřních sil



Maximální ohybový moment: $M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot x_d \cdot L^2$

$$M_{Ed, \max+} = 90,14 \text{ kNm/1,2 m}$$

(výpočtová hodnota)

$$M_{Ek, \max+} = 63,81 \text{ kNm/1,2 m}$$

(charakteristická hodnota)

$$M_{Ek, \text{cas}+} = 55,29 \text{ kNm/1,2 m}$$

(častá hodnota)

$$M_{Ek, \text{kvazi}+} = 51,20 \text{ kNm/1,2 m}$$

(kvazistálá hodnota)

Maximální posouvající síla: $V_{Ed\max} = \frac{1}{2} \cdot X_d \cdot L$ $V_{Ed,\max} = 55,29 \text{ kN/1,2m}$

b.1.3 Návrh a posudek panelu

$M_{Ed\max} \leq M_{Rd} = 90,14 < 165,00 \text{ kNm/1,2m}$ **vyhoví**

$M_{Ek\max} \leq M_{Rk} = 63,81 < 110,00 \text{ kNm/1,2m}$ **vyhoví**

$M_{Ekcas} \leq M_{Rkcas} = 55,29 < 95,10 \text{ kNm/1,2m}$ **vyhoví**

$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = 41,44 < 98,60 \text{ kN/1,2m}$ **vyhoví**

b.2 Návrh a posudek výměny HEAč240

Označení prvku:	Výměna
Navržen profil:	1 x HEA 240
Třída oceli:	S 235
Délka prvku:	$L = 8,70$ m (délka pro statický výpočet)

b.2.1 Zatížení konstrukce

• Rekapitulace plošné zatížení

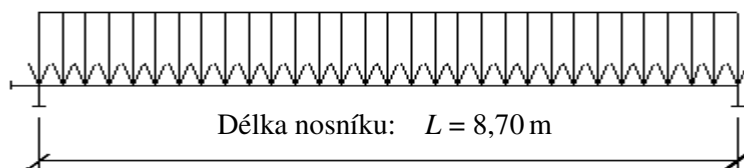
		x_k [kNm ⁻²]	γ_x	x_d [kNm ⁻²]
Zatížení stropem		8,60	1,39	11,83
Zatížení plošné celkem		8,60		11,83

• Zatížení liniové na konstrukci

Roznášecí šířka: $a = 0,60$ m

		x_k [kNm ⁻¹]	γ_x	x_d [kNm ⁻¹]
Zatížení stropem		5,16	1,39	7,10
Vlastní váha prvku		0,603	1,35	0,814
Zatížení liniové celkem		5,76	1,37	7,91

b.2.2 Výpočet vnitřních sil



$$M_{Ed \max} = \frac{1}{8} \cdot X_d \cdot L^2 = 1/8 \cdot 7,91 \cdot 8,70^2 = 74,85 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed \max} = \frac{1}{2} \cdot X_d \cdot L = 1/2 \cdot 7,91 \cdot 8,70 = 34,41 \text{ kN}$$

$$y_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{X_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 5/384 \cdot 5,76 \cdot 8,70^4 \cdot 10^9 / (210,00 \cdot 7,76 \cdot 10^7) = 26,37 \text{ mm}$$

Maximální reakce: $R_k = 25,07$ kN

Maximální reakce: $R_d = 34,41$ kN

b.2.3 Návrh a posudek prvku

Navržen profil: 1 x HEA 240

Moment setrvačnosti průřezu: $I_y = 7,76 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$

Modul průřezu: $W_y = 6,75 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$

Smyková plocha průřezu: $A_v = 0,00\text{E}+00 \text{ mm}^3$

Mez kluzu oceli: $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Součinitel materiálu: $\gamma_{M0} = 1,00$

Modul pružnosti oceli: $E = 210,00 \text{ GPa}$

- **Posudek na ohyb**

Únosnost průřezu v ohybu

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot f_{yd} / \gamma_{M0} = 6,75\text{E}+05 \cdot 235,00 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 158,65 \text{ kNm}$$

Jednotkový posudek:

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{c,Rd}} \leq 1 = 74,85/158,65 = \mathbf{0,47} < 1$$

vyhoví

- **Posudek na průhyb**

Maximální dovolený průhyb: $y_{dov} = L / 300 = 8,70 \cdot 10^3 / 300 = 29,00 \text{ mm}$

Posudek:

$$y_{max} \leq y_{dov} = \mathbf{26,40} < \mathbf{29,00} \text{ mm}$$

vyhoví

b.3 Návrh a posudek ŽB věnce BV1 na vodorovné účinky větru

Označení nosníku:	BV1 - Vitr		
Rozměry:	šířka: $b_n = 250 \text{ mm}$,	výška: $h_n = 400 \text{ mm}$	
Materiál:	beton: C20/25/XC1,		
Výztuž	hlavní: (R) 10 505,	smyková: (R) 10 505	
Délka nosníku:	$L = 10,20 \text{ m}$ (délka pro statický výpočet)		

b.3.1 Zatížení konstrukce

- **Rekapitulace plošné zatížení**

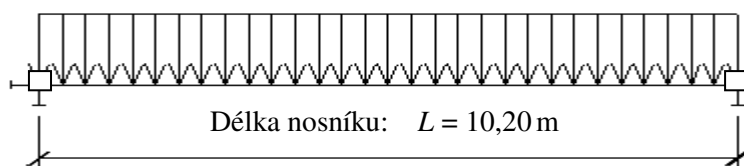
		$x_k [\text{kNm}^{-2}]$	γ_x	$x_d [\text{kNm}^{-2}]$
Nahodilé zatížení - vitr	w_k, w_d	0,55	1,50	0,83
Zatížení plošné celkem		0,55		0,83

- **Zatížení liniové na konstrukci**

Roznášecí šířka: $a = 2,50 \text{ m}$

		$x_k [\text{kNm}^{-1}]$	γ_x	$x_d [\text{kNm}^{-1}]$
Nahodilé zatížení - vitr	$w_k, w_d \cdot a$	1,38	1,50	2,06
Zatížení liniové celkem		1,38		2,06

b.3.2 Výpočet vnitřních sil



Maximální kladný a záporný ohybový moment:

$$M_{Ed \max} \pm = \frac{1}{10} \cdot X_d \cdot L^2 = 1/10 \cdot 2,06 \cdot 10,20^2 = 21,46 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla:

$$V_{Ed \max} = \frac{1}{2} \cdot X_d \cdot L = 1/2 \cdot 2,06 \cdot 10,20 = 10,52 \text{ kNm}$$

b.3.3 Návrh a posudek nosníku

- Materiálové charakteristiky:**

Pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,00 / 1,5 = 13,33 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu: $E_c = 30000 \text{ MPa}$

Moment setrvačnosti průřezu: $I_c = \frac{1}{12} \cdot b_n \cdot h_n^3 = 1,33\text{E}+09 \text{ mm}^4$

Pevnost oceli hlavní výztuž: $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Výpočtová hodnota: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$

Pevnost oceli smyková výztuž: $f_{ywk} = 500,00 \text{ MPa}$

Výpočtová hodnota: $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$

- Návrh výztuže – na kladný a záporný ohybový moment**

Max. kladný ohyb. moment: $M_{Ed} = 21,46 \text{ kNm}$

Výška nosníku: $h_n = 400 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Průměr výztuže: $d_s = 12 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (500 - 25 - 6 - 12/2) / 10^3 = 0,363 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 21,46 / (0,363 \cdot 0,9) = 65,68 \text{ kN}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 65,68 \cdot 10^3 / 434,78 = 151 \text{ mm}^2$

Navrženo: 3xΦ12 - (R) 10 505

Plocha výztuže: $A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3 \cdot 3,14 \cdot 12^2 / 4 = 339 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b_n \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 339) / (1 \cdot 0,8 \cdot 250 \cdot 13,33 \cdot 10^3) = 0,055 \text{ m}$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 339 \cdot (0,363 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,055) / 10^3 = 50,28 \text{ kNm}$$

Posudek:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 21,46 < 50,28 \text{ kNm}$$

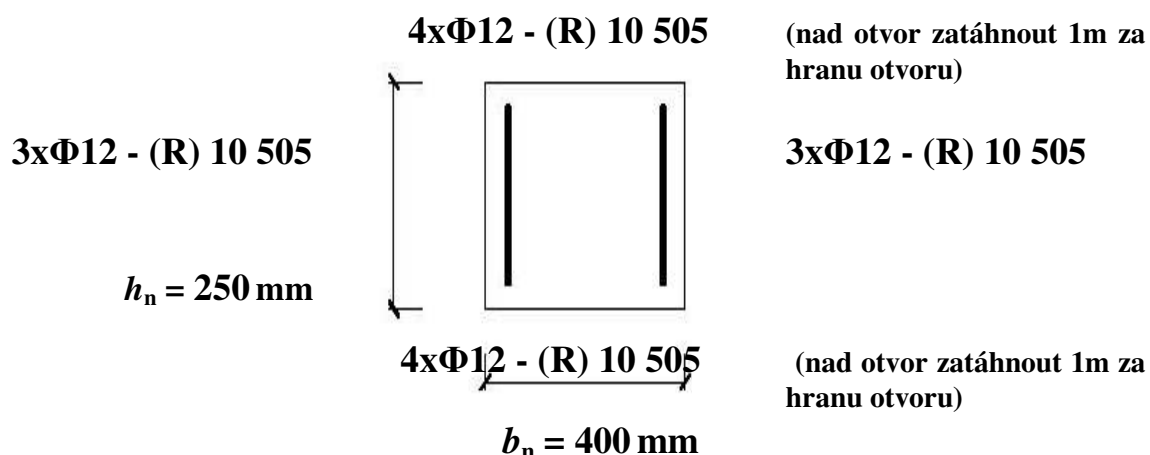
vyhoví

Konstrukční požadavky: $A_{s,min1} = 104 \text{ mm}^2/\text{m}' < 339 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$$A_{s,min2} = 118 \text{ mm}^2/\text{m}' < 339 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s,max} = 4000 \text{ mm}^2/\text{m}' > 339 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

vyhoví



• **Návrh smykové výztuže – na maximální posouvající sílu**

Maximální posouvající síla: $V_{Ed} = 10,52 \text{ kN}$

Maximální normálová síla: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Výška nosníku: $h_n = 400 \text{ mm}$

Šířka nosníku: $b_n = 250 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Průměr hlavní výztuže: $d_s = 12 \text{ mm}$

Počet prutů hl. výztuže: $n_s = 3 \text{ kusů}$

Průměr třmínku: $d_w = 6 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (400 - 25 - 6 - 12/2) / 10^3 = 0,363 \text{ m}$

Rameno vnitřních sil: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,363 = 0,327 \text{ m}$

Navrženo třmínky: $\Phi 6 \text{ } \acute{a}=250\text{mm} - (\text{R}) 10 505 \text{ 2-střižný}$

Nad otvorem zhustit třmínky $\acute{a}=125\text{mm}$

Plocha výztuže: $A_{sw,st} = n_{w,st} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 2 \cdot 3,14 \cdot 6^2 / 4 = 57 \text{ mm}^2$

Sklon tlakových diagonál voleno: $\cot \theta = 1,35$

Smyková únosnost svislých třmínku:

$V_{Rd,s,st} = A_{sw,st} \cdot f_{wyd} \cdot z \cdot \cot \theta / a_{st} = 57 \cdot 434,78 \cdot 0,327 \cdot 1,35 / 250 = 43,37 \text{ kN}$

Posudek:

$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = 10,52 < 43,37 \text{ kN}$

vyhoví

b.4 Návrh a posudek ŽB překladu P1

Označení nosníku:	Překlad P1		
Rozměry:	šířka: $b_n = 400$ mm,	výška: $h_n = 400$ mm	
Materiál:	beton: C20/25/XC1,		
Výztuž	hlavní: (R) 10 505,	smyková: (R) 10 505	
Délka nosníku:	$L = 3,00$ m (délka pro statický výpočet)		

b.4.1 Zatížení konstrukce

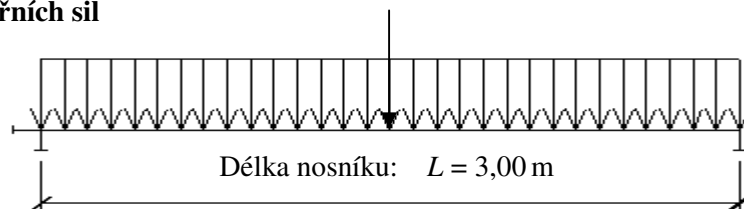
- Zatížení liniové na konstrukci

	x_k [kNm ⁻¹]	γ_x	x_d [kNm ⁻¹]
Zatížení střecha	26,60	1,39	36,92
Zatížení zdivo	4,14	1,35	5,59
Zatížení atikou	3,00	1,35	4,05
Věvec	2,50	1,35	3,38
Vlastní váha prvku	4,000	1,35	5,400
Zatížení liniové celkem	40,24		55,34

- Zatížení silové na konstrukci

	X_k [kN]	γ_x	X_d [kN]

b.4.2 Výpočet vnitřních sil



Maximální kladný ohybový moment:

$$M_{Edmax} = 1/8 \cdot 55,34 \cdot 3,00^2 + 1/4 \cdot 3,00 = 62,25 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla:

$$V_{Edmax} = 1/2 \cdot 55,34 \cdot 3,00 + 1/2 = 83,00 \text{ kNm}$$

b.4.3 Návrh a posudek nosníku

- Materiálové charakteristiky:**

Pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 20,00$ MPa

Pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,00 / 1,5 = 13,33$ MPa

Modul pružnosti betonu: $E_c = 30000$ MPa

Moment setrvačnosti průřezu: $I_c = \frac{1}{12} \cdot b_n \cdot h_n^3 = 2,13E+09 \text{ mm}^4$

Pevnost oceli hlavní výztuž: $f_{yk} = 500,00$ MPa

Výpočtová hodnota: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78$ MPa

Pevnost oceli smyková výztuž: $f_{ywk} = 500,00$ MPa

Výpočtová hodnota: $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78$ MPa

• **Návrh dolní výztuže – na kladný ohybový moment**

Max. kladný ohyb. moment: $M_{Ed} = 62,25 \text{ kNm}$
 Výška nosníku: $h_n = 400 \text{ mm}$
 Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$
 Průměr výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (500 - 25 - 6 - 16/2)/10^3 = 0,361 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 62,25 / (0,361 \cdot 0,9) = 191,60 \text{ kN}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 191,60 \cdot 10^3 / 434,78 = 441 \text{ mm}^2$

Navrženo: 4xΦ16 - (R) 10 505

Plocha výztuže: $A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot 3,14 \cdot 16^2 / 4 = 804 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b_n \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 804) / (1 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 13,33 \cdot 10^3) = 0,082 \text{ m}$

Moment únosnosti:

$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 804 \cdot (0,361 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,082) / 10^3 = 111,90 \text{ kNm}$

Posudek:

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 62,25 < 111,90 \text{ kNm}$

vyhoví

Konstrukční požadavky:

$A_{s,min1} = 165 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,min2} = 188 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,max} = 6400 \text{ mm}^2/\text{m}' > 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

vyhoví

• **Návrh horní výztuže – na záporný ohybový moment**

Max. záporný ohyb. moment: $M_{Ed} = 62,25 \text{ kNm}$
 Výška nosníku: $h_n = 400 \text{ mm}$
 Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$
 Průměr výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (400 - 25 - 6 - 16/2)/10^3 = 0,361 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 62,25 / (0,361 \cdot 0,9) = 191,60 \text{ kN}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 191,60 \cdot 10^3 / 434,78 = 441 \text{ mm}^2$

Navrženo: 4xΦ16 - (R) 10 505

Plocha výztuže: $A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot 3,14 \cdot 16^2 / 4 = 804 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b_n \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 441) / (1 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 13,33 \cdot 10^3) = 0,082 \text{ m}$

Moment únosnosti:

$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 804 \cdot (0,361 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,082) / 10^3 = 111,90 \text{ kNm}$

Posudek:

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 62,25 < 111,90 \text{ kNm}$

vyhoví

Konstrukční požadavky:

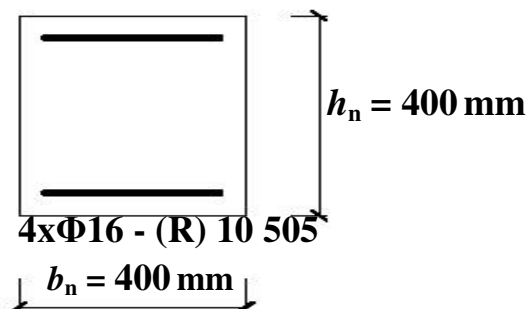
$A_{s,min1} = 165 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,min2} = 188 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$$A_{s,max} = 6400 \text{ mm}^2/\text{m}' > 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

vyhoví

4xΦ16 - (R) 10 505



• **Návrh smykové výztuže – na maximální posouvající sílu**

Maximální posouvající síla: $V_{Ed} = 83,00 \text{ kN}$

Maximální normálová síla: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Výška nosníku: $h_n = 400 \text{ mm}$

Šířka nosníku: $b_n = 400 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Průměr hlavní výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$

Počet prutů hl. výztuže: $n_s = 4 \text{ kusů}$

Průměr třmínku: $d_w = 6 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (400 - 25 - 6 - 16/2) / 10^3 = 0,361 \text{ m}$

Rameno vnitřních sil: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,361 = 0,325 \text{ m}$

Navrženo třmínky: Φ6 á=100mm - (R) 10 505 2-střížný

Plocha výztuže: $A_{sw,st} = n_{w,st} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 2 \cdot 3,14 \cdot 6^2 / 4 = 57 \text{ mm}^2$

Sklon tlakových diagonál voleno: $\cot \theta = 1,35$

Smyková únosnost svislých třmínku:

$$V_{Rd,s,st} = A_{sw,st} \cdot f_{wyd} \cdot z \cdot \cot \theta / a_{st} = 57 \cdot 434,78 \cdot 0,325 \cdot 1,35 / 100 = 107,84 \text{ kN}$$

Posudek:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = 83,00 < 107,84 \text{ kN}$$

vyhoví

b.5 Návrh a posudek ŽB překladu P2

Označení nosníku:	Překlad P2		
Rozměry:	šířka: $b_n = 400$ mm,	výška: $h_n = 450$ mm	
Materiál:	beton: C20/25/XC1,		
Výztuž	hlavní: (R) 10 505,	smyková: (R) 10 505	
Délka nosníku:	$L = 3,00$ m (délka pro statický výpočet)		

b.5.1 Zatížení konstrukce

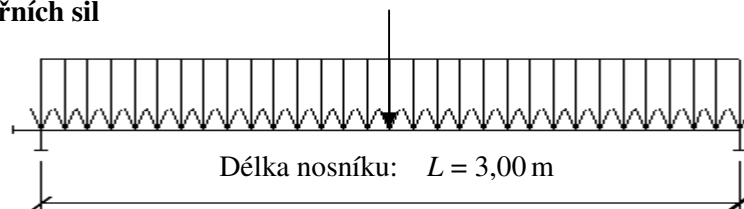
- Zatížení liniové na konstrukci

	x_k [kNm ⁻¹]	γ_x	x_d [kNm ⁻¹]
Zatížení střecha	26,60	1,39	36,92
Zatížení zdivo	12,42	1,35	16,77
Zatížení atikou	3,00	1,35	4,05
Věvec	2,50	1,35	3,38
Vlastní váha prvku	4,500	1,35	6,075
Zatížení liniové celkem	49,02		67,19

- Zatížení silové na konstrukci

	X_k [kN]	γ_x	X_d [kN]

b.5.2 Výpočet vnitřních sil



Maximální kladný ohybový moment:

$$M_{Edmax} = 1/8 \cdot 67,19 \cdot 3,00^2 + 1/4 \cdot 3,00 = 75,59 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla:

$$V_{Edmax} = 1/2 \cdot 67,19 \cdot 3,00 + 1/2 = 100,78 \text{ kNm}$$

b.5.3 Návrh a posudek nosníku

- Materiálové charakteristiky:**

Pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 20,00$ MPa

Pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,00 / 1,5 = 13,33$ MPa

Modul pružnosti betonu: $E_c = 30000$ MPa

Moment setrvačnosti průřezu: $I_c = \frac{1}{12} \cdot b_n \cdot h_n^3 = 3,04E+09 \text{ mm}^4$

Pevnost oceli hlavní výztuž: $f_{yk} = 500,00$ MPa

Výpočtová hodnota: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78$ MPa

Pevnost oceli smyková výztuž: $f_{ywk} = 500,00$ MPa

Výpočtová hodnota: $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78$ MPa

• **Návrh dolní výztuže – na kladný ohybový moment**

Max. kladný ohyb. moment: $M_{Ed} = 75,59 \text{ kNm}$
 Výška nosníku: $h_n = 450 \text{ mm}$
 Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$
 Průměr výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (500 - 25 - 6 - 16/2)/10^3 = 0,411 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 75,59 / (0,411 \cdot 0,9) = 204,34 \text{ kN}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 204,34 \cdot 10^3 / 434,78 = 470 \text{ mm}^2$

Navrženo: 4xΦ16 - (R) 10 505

Plocha výztuže: $A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot 3,14 \cdot 16^2 / 4 = 804 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b_n \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 804) / (1 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 13,33 \cdot 10^3) = 0,082 \text{ m}$

Moment únosnosti:

$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 804 \cdot (0,411 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,082) / 10^3 = 129,39 \text{ kNm}$

Posudek:

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 75,59 < 129,39 \text{ kNm}$ **vyhoví**

Konstrukční požadavky: $A_{s,min1} = 188 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,min2} = 214 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,max} = 7200 \text{ mm}^2/\text{m}' > 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$ **vyhoví**

• **Návrh horní výztuže – na záporný ohybový moment**

Max. záporný ohyb. moment: $M_{Ed} = 75,59 \text{ kNm}$
 Výška nosníku: $h_n = 450 \text{ mm}$
 Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$
 Průměr výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$
 Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (450 - 25 - 6 - 16/2)/10^3 = 0,411 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 75,59 / (0,411 \cdot 0,9) = 204,34 \text{ kN}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 204,34 \cdot 10^3 / 434,78 = 470 \text{ mm}^2$

Navrženo: 4xΦ16 - (R) 10 505

Plocha výztuže: $A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot 3,14 \cdot 16^2 / 4 = 804 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b_n \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 470) / (1 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 13,33 \cdot 10^3) = 0,082 \text{ m}$

Moment únosnosti:

$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 804 \cdot (0,411 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,082) / 10^3 = 129,39 \text{ kNm}$

Posudek:

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 75,59 < 129,39 \text{ kNm}$ **vyhoví**

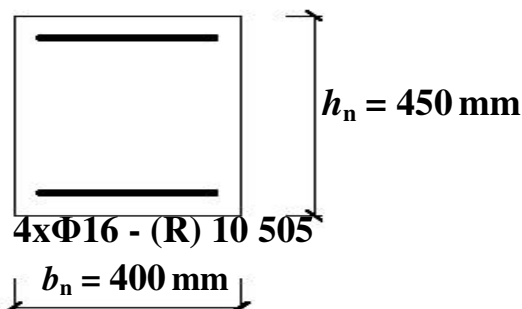
Konstrukční požadavky: $A_{s,min1} = 188 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$A_{s,min2} = 214 \text{ mm}^2/\text{m}' < 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$$A_{s,max} = 7200 \text{ mm}^2/\text{m}' > 804 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

vyhoví

4xΦ16 - (R) 10 505



• **Návrh smykové výztuže – na maximální posouvající sílu**

Maximální posouvající síla: $V_{Ed} = 100,78 \text{ kN}$

Maximální normálová síla: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Výška nosníku: $h_n = 450 \text{ mm}$

Šířka nosníku: $b_n = 400 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Průměr hlavní výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$

Počet prutů hl. výztuže: $n_s = 4 \text{ kusů}$

Průměr třmínku: $d_w = 6 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_w - d_s / 2 = (450 - 25 - 6 - 16/2) / 10^3 = 0,411 \text{ m}$

Rameno vnitřních sil: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,411 = 0,370 \text{ m}$

Navrženo třmínky: Φ6 á=100mm - (R) 10 505 2-střížný

Plocha výztuže: $A_{sw,st} = n_{w,st} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 2 \cdot 3,14 \cdot 6^2 / 4 = 57 \text{ mm}^2$

Sklon tlakových diagonál voleno: $\cot \theta = 1,35$

Smyková únosnost svislých třmínku:

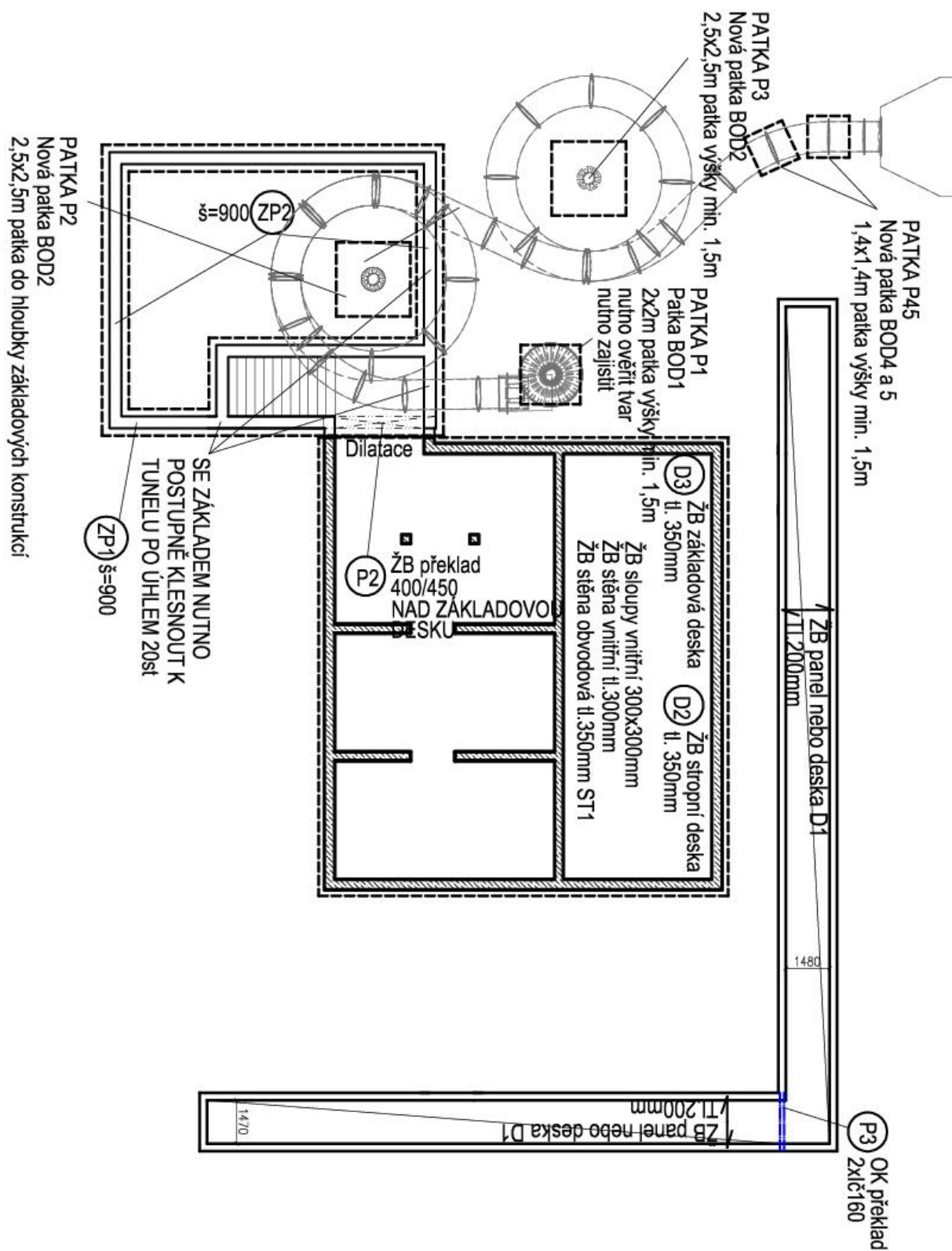
$$V_{Rd,s,st} = A_{sw,st} \cdot f_{wyd} \cdot z \cdot \cot \theta / a_{st} = 57 \cdot 434,78 \cdot 0,370 \cdot 1,35 / 100 = 122,78 \text{ kN}$$

Posudek:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = 100,78 < 122,78 \text{ kN}$$

vyhoví

c) Návrh a posouzení podzemní konstrukce



c.1 Návrh a posouzení stropní desky D2

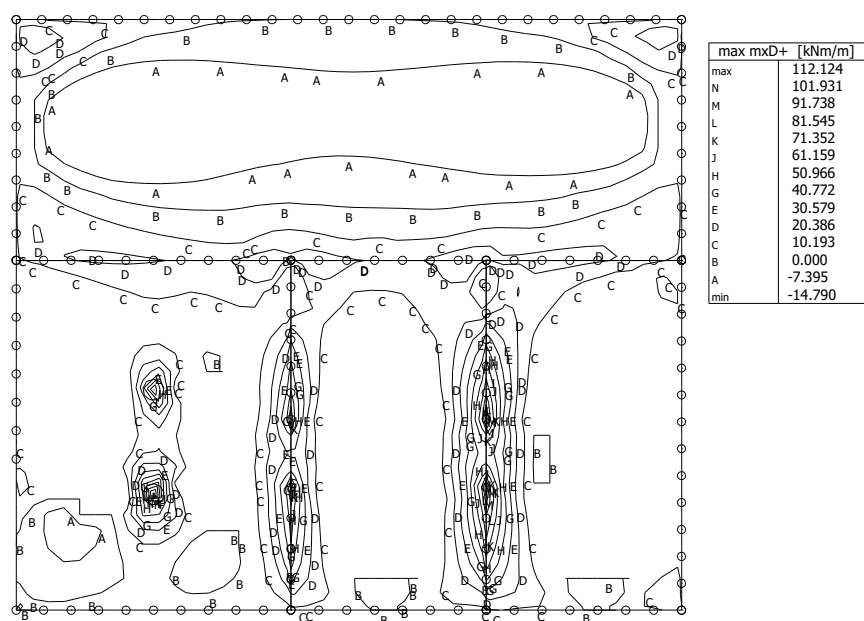
Označení desky:	D2
Tloušťka desky:	$h_d = 350 \text{ mm}$
Materiál:	beton: C30/37/XC4, výztuž: (R) 10 505
Maximální rozpětí desky:	$L = 5,00 \text{ m}$ (délka pro statický výpočet)

c.1.1 Zatížení konstrukce

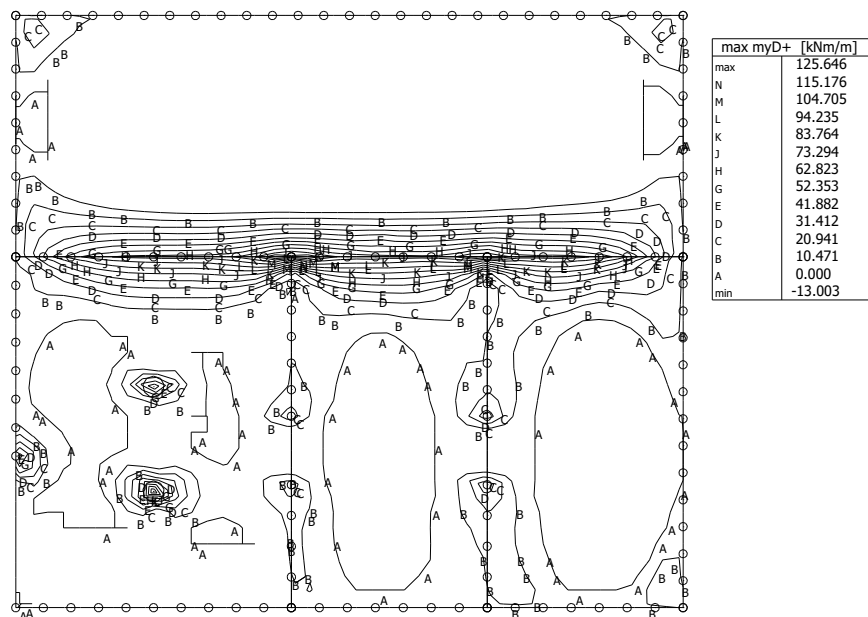
Plošné zatížení

	$q_k; g_k [\text{kNm}^{-2}]$	$\gamma_Q; \gamma_G$	$q_d; g_d [\text{kNm}^{-2}]$
Zatížení stálé podzemní objekt	18,650	1,35	25,178
Zatížení užité	5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak	23,650	1,38	32,678
	$q_k; g_k [\text{kNm}^{-2}]$	$\gamma_Q; \gamma_G$	$q_d; g_d [\text{kNm}^{-2}]$
Zatížení stálé podzemní objekt	20,250	1,35	27,338
Zatížení užité	5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak	25,250	1,38	34,838
	$q_k; g_k [\text{kNm}^{-2}]$	$\gamma_Q; \gamma_G$	$q_d; g_d [\text{kNm}^{-2}]$
Zatížení stálé podzemní objekt	25,239	1,35	34,073
Zatížení užité	5,000	1,50	7,500
Zatížení celkem tlak	30,239	1,37	41,573

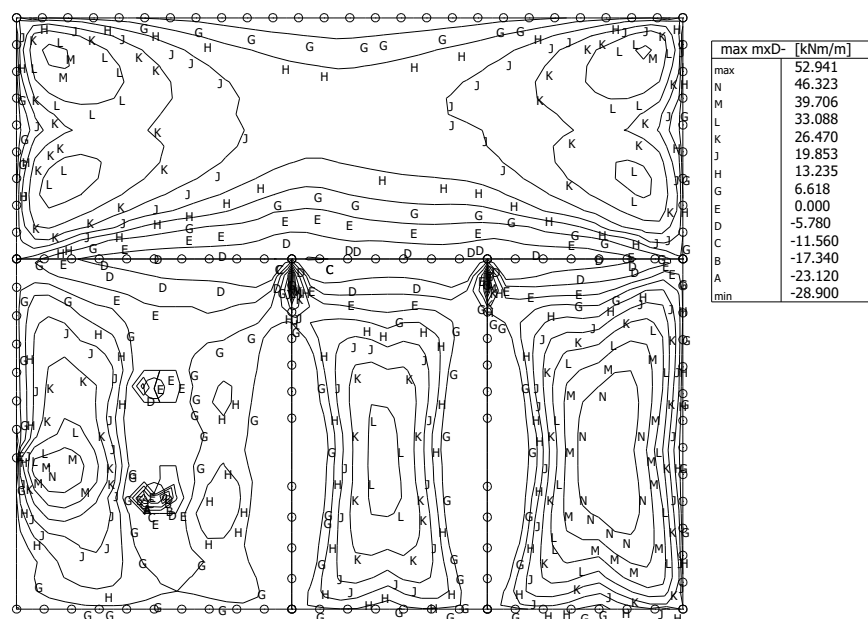
c.1.2 Výpočet vnitřních sil



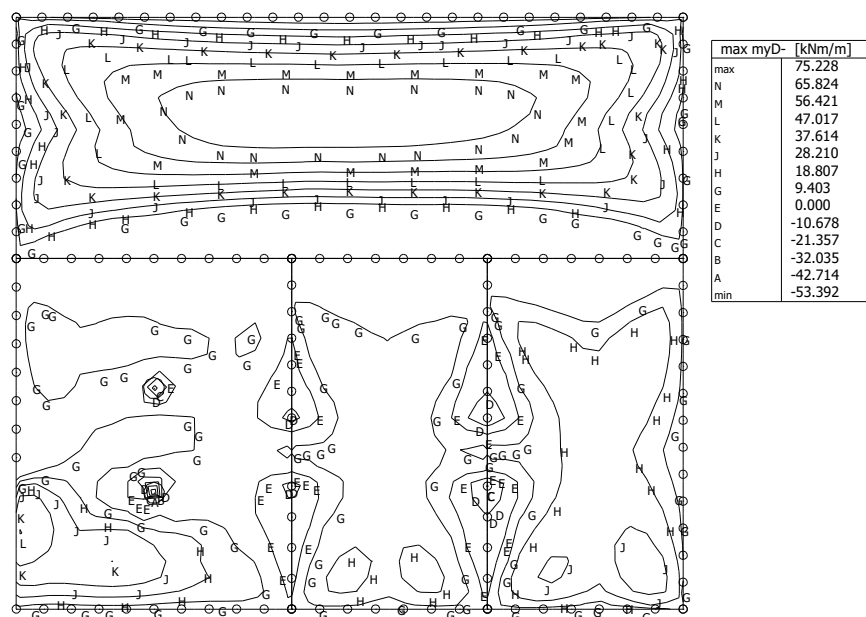
Záporné ohybové momenty směr x



Záporné ohybové momenty směr y



Kladné ohybové momenty směr x



Kladné ohybové momenty směr y

c.1.3 Návrh a posudek výztuže na maximální hodnoty vnitřních sil

	Ohybové momenty	Nutná plocha výztuže	Návrh	Navržená plocha výztuže	Posudek
	M_{Ed} [kNm/m]	$A_{s,min}$ [mm ²]		A_s [mm ²]	
Záporný ohyb. moment $M_{x,dim}$	112,00	1001	ΦR16 á=100	2011	vyhoví
Záporný ohyb. moment $M_{y,dim}$	126,00	1066	ΦR16 á=100	2011	vyhoví
Kladný ohyb. moment $M_{x,dim}$	53,00	469	ΦR14 á=100	1539	vyhoví
Kladný ohyb. moment $M_{y,dim}$	75,00	633	ΦR14 á=100	1539	vyhoví

Kolem sloupů a zdí bude použita smyková výztuž.

c.2 Návrh a posouzení základové desky D3

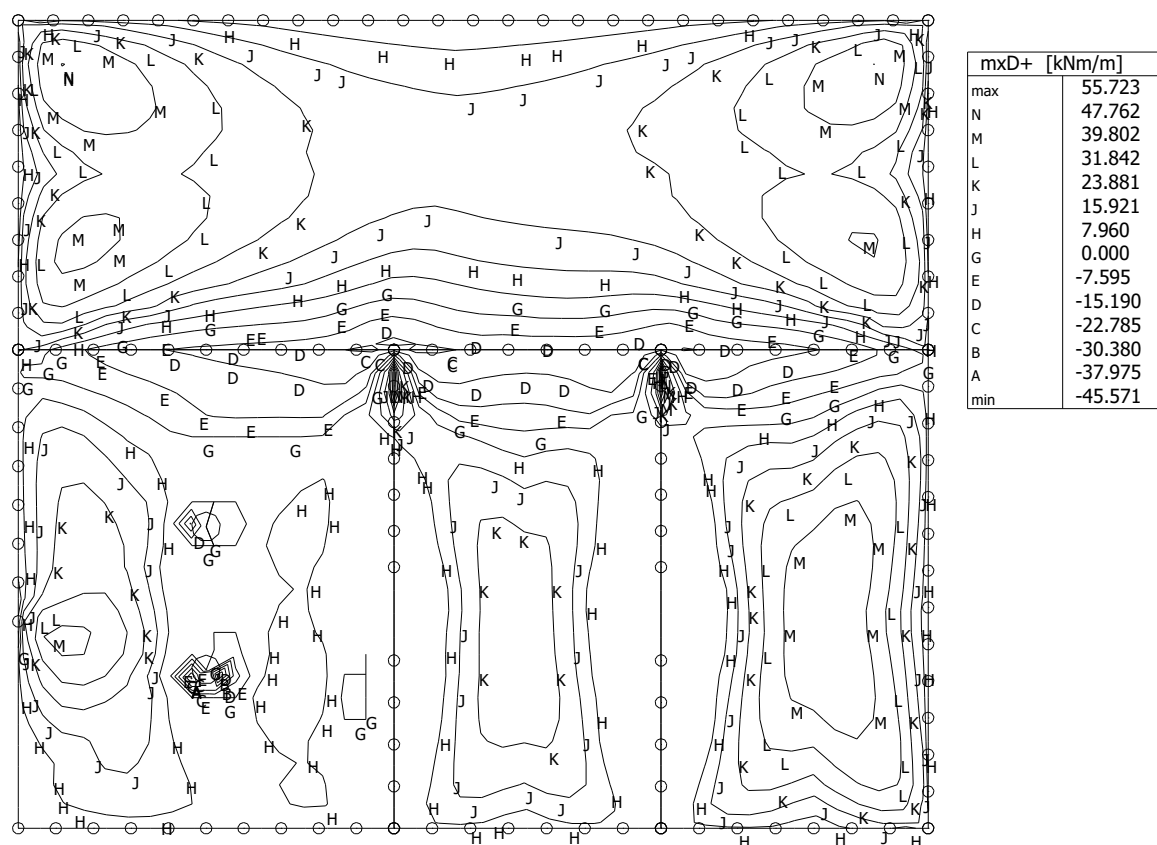
Označení desky:	D3
Tloušťka desky:	$h_d = 350 \text{ mm}$
Materiál:	beton: C30/37/XC4, výztuž: (R) 10 505
Maximální rozpětí desky:	$L = 5,00 \text{ m}$ (délka pro statický výpočet)

c.2.1 Zatížení konstrukce

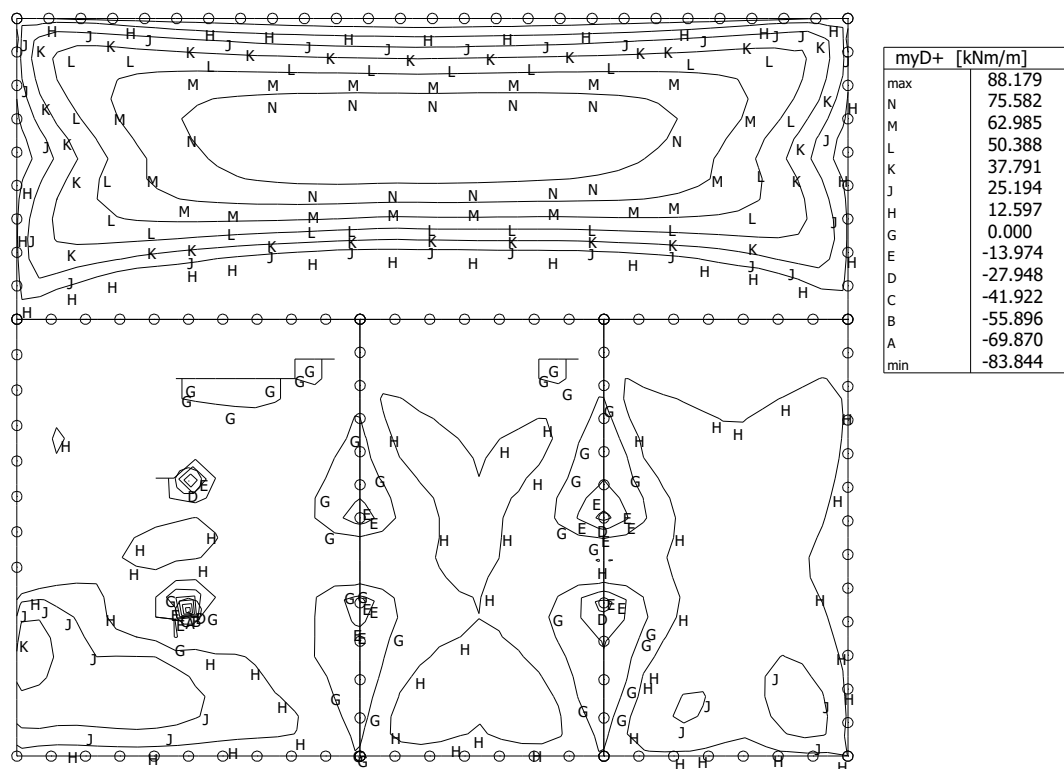
Plošné zatížení

	$q_k; g_k [\text{kNm}^{-2}]$	$\gamma_Q; \gamma_G$	$q_d; g_d [\text{kNm}^{-2}]$
Reakce podloží	28,571	1,40	40,000
Zatížení celkem tlak	28,571	1,40	40,000

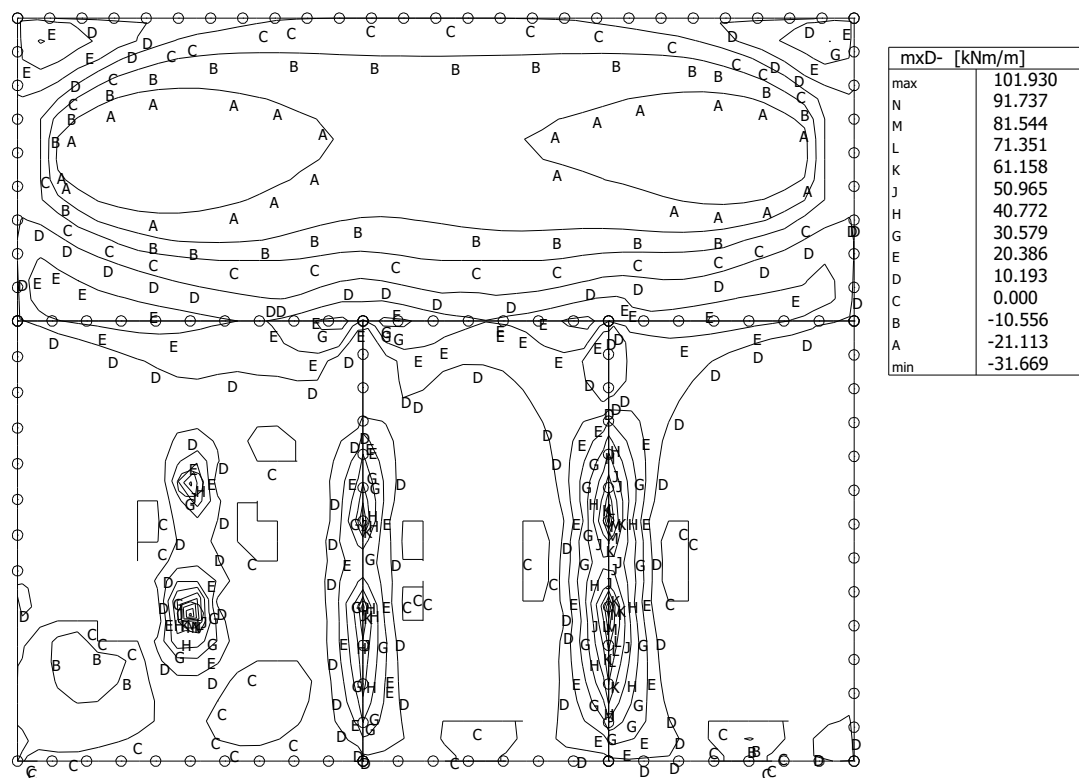
c.2.2 Výpočet vnitřních sil



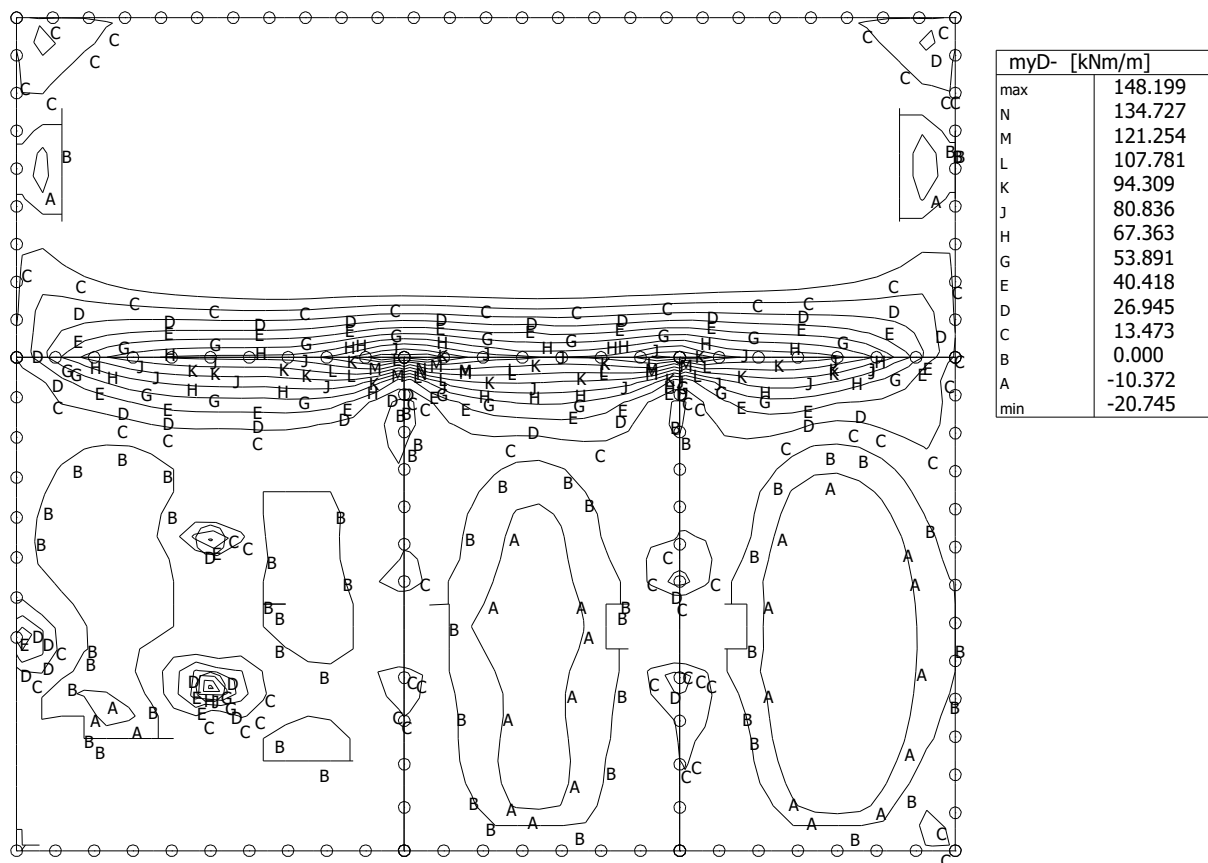
Záporné ohybové momenty směr x



Záporné ohybové momenty směr y



Kladné ohybové momenty směr x



Kladné ohybové momenty směr y

c.2.3 Návrh a posudek výztuže na maximální hodnoty vnitřních sil

	Ohybové momenty	Nutná plocha výztuže	Návrh	Navržená plocha výztuže	Posudek
	M_{Ed} [kNm/m]	$A_{s,min}$ [mm ²]		A_s [mm ²]	
Záporný ohyb. moment $M_{x,dim}$	56,00	955	ΦR14 á=100	1539	vyhoví
Záporný ohyb. moment $M_{y,dim}$	88,00	781	ΦR14 á=100	1539	vyhoví
Kladný ohyb. moment $M_{x,dim}$	102,00	911	ΦR16 á=100	2011	vyhoví
Kladný ohyb. moment $M_{y,dim}$	148,00	1252	ΦR16 á=100	2011	vyhoví

Kolem sloupů a zdí bude použita smyková výztuž.

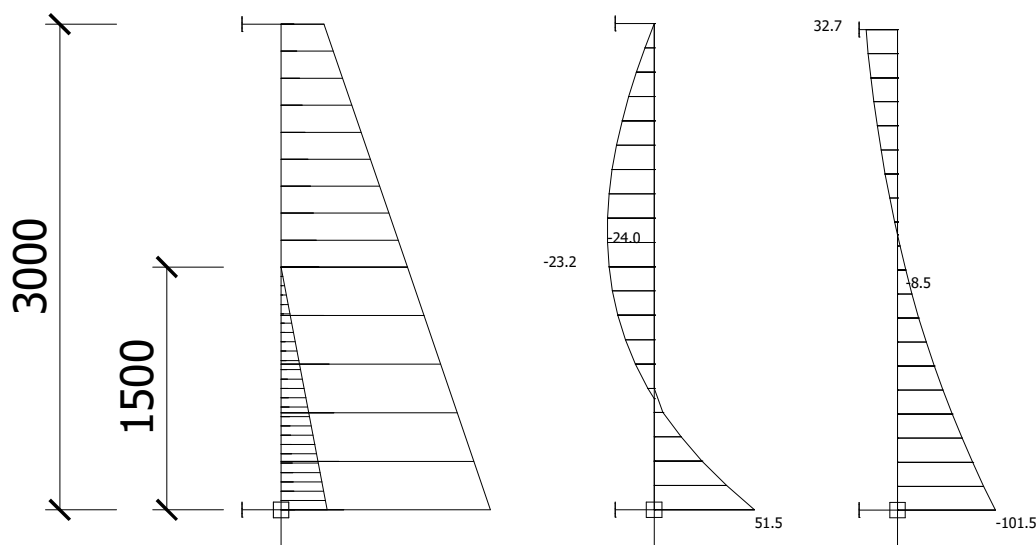
c.3 Návrh a posudek ŽB stěny ST1

Označení stěny:	ŽB stěna ST1
Tloušťka stěny:	$h_d = 350 \text{ mm}$
Materiál:	beton: C30/37 výztuž: (R) 10 505
Délka stěny:	$L = 3,00 \text{ m}$ (délka pro statický výpočet)

c.3.1 Výpočet vnitřních sil

$$M_{Ed \max} = 51,50 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed \max} = 101,00 \text{ kN/m}$$



c.3.2 Návrh a posudek stropní konstrukce

• Materiálové charakteristiky:

Pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30,00 / 1,5 = 20,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonu: $E_c = 32000 \text{ MPa}$

Moment setrvačnosti průřezu: $I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_d^3 = 3,57\text{E}+09 \text{ mm}^4$

Pevnost oceli na mezi kluzu: $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Pevnost betonu v tlaku: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$

• Návrh dolní výztuže – na kladný ohybový moment

Max. kladný ohyb. moment: $M_{Ed} = 51,50 \text{ kNm/m'}$

Tloušťka stěny: $h_d = 350 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Průměr výztuže: $d_s = 14 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu: $d = h - c_{nom} - d_s / 2 = (350 - 40 + 14/2) / 1000 = 0,303 \text{ m}$

Tahová síla: $F_s = M_{Ed} / (d \cdot 0,9) = 51,50 / (0,303 \cdot 0,9) = 188,85 \text{ kN/m'}$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = F_s / f_{yd} = 188,85 \cdot 1000 / 434,78 = 434 \text{ mm}^2/\text{m'}$

Navrženo: $\Phi 14 \text{ á} = 150\text{mm} - (\text{R}) 10 505$

Plocha výztuže:
$$A_s = \frac{1000}{a_s} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 1000/150 \cdot 3,14 \cdot 14^2/4 = 1026 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Výška tlačené oblasti:
$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\eta \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = (434,78 \cdot 1026)/(1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 20,00) = 0,028 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

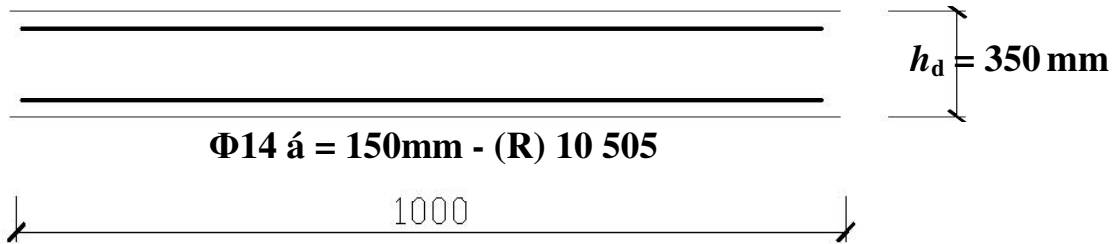
$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x) = 434,78 \cdot 1026 \cdot (0,303 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,028) = 130,22 \text{ kNm/m}'$$

Posudek:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 51,50 < 130,22 \text{ kNm/m}'$$

vyhoví

Φ14 á = 150mm - (R) 10 505



d) Návrh a posudek základu

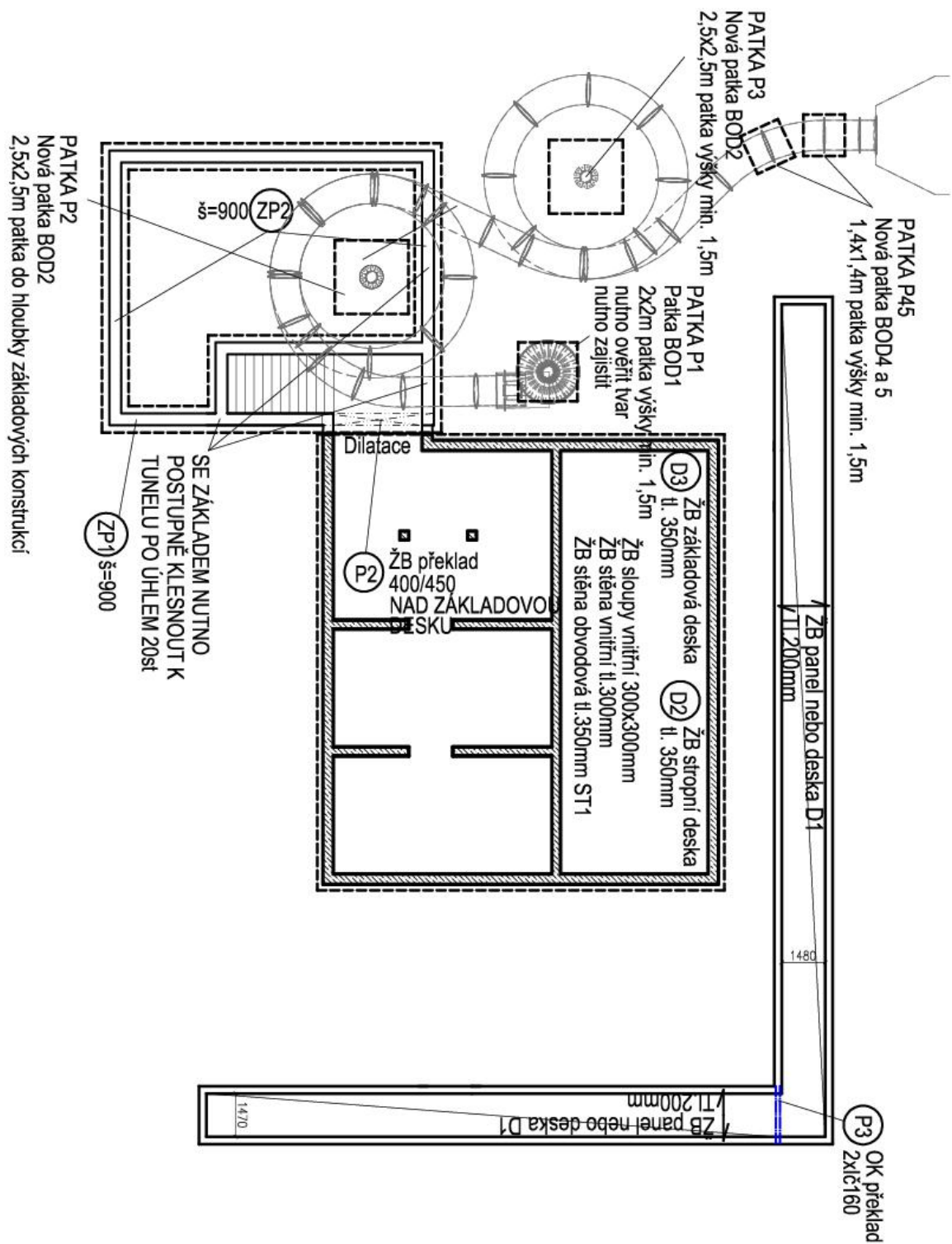
Před realizací a před dalším stupněm PD je nutné zpracovat IGP a zjistit hladinu spodní vody. Na základě IG průzkumu budou navržené konstrukce upřesněny. Konstrukce jsou navrženy na odhadnuté parametry zeminy.

Pro návrh základu nebyl k dispozici podrobný IGP. Předpokládají se jíly F6 tuhé-pevné konzistence. Únosnost základové půdy 1,0m pod terénem se předpokládá 150kPa. Předpoklad je nutné ověřit stavebníkem případně geologem přímo na stavbě a v případě odlišných podmínek nutno konzultovat s projektantem. Základová spára musí být v rostlém terénu. V případě svažitého terénu je nutné základy prohloubit tak aby byly v rostlém terénu. Při zakládání je nutné dbát na to, aby byla stavba založena v rostlém terénu na podloží s podobnými vlastnostmi. V opačném případě je nutné základy dle potřeby prohloubit. Základy musí být přisypány zeminou z obou stran stejně, aby nedocházelo k ohybu. Pokud to tak není možné, je nutné základy rozšířit a vyztužit jako opěrnou stěnu.

Novými základy nesmí být podkopány stávající základy. Před realizací je nutné zmapovat stávající základovou patku pod tobogánem. Je nutné zmapovat velikost hloubku a kvalitu základu. Na základě zjištění bude patka podbetonována nebo jinak podchycena např. mikropiloty.

Na základě IGP bude upřesněno zajištění stavební jámy a podchycení a zajištění stávajícího ŽB kolektoru, který bude podzemním objektem podkopán. Zajištění může být provedeno štetovnicemi nebo mikropilotovou či záporovou stěnou. Toto bude podrobně navrženo v dalším stupni PD na základě IGP.

Obzvláště důležité je stanovit hladinu spodní vody a její maximální možnou úroveň. Na základě tohoto bude podzemní objekt posouzen na vztlak případně bude zajištěn tahovými pilotami.



d.1 Posouzení základu ZP1

d.1.1 Zatížení základu

	X_k [kNm ⁻¹]	γ_G	X_d [kNm ⁻¹]
Zatížení střechou	26,60	1,39	36,92
ŽB Atika	3,00	1,35	4,05
Zatížení zdívo	12,42	1,35	16,77
ŽB věnec	2,50	1,35	3,38
Zatížení celkem	44,52		61,11
ztracené bednění	5,98	1,35	8,07
základový pás	8,28	1,35	11,18
liniové zatížení celkem	58,78		80,36

d.1.2 Posudek základu dle 1.GK

Excentricita základu: $e_1 = 0,08$ m, Šířka základu: $b = 0,90$ m, Délka základu: $l = 1,00$ m

Plocha základu v spáře: $A = 0,90 \cdot 1,00 = 0,90$ m²

Napětí v ZS od n. kce. $\sigma_1 = X_d / (A \cdot 2 \cdot e) = 61,11 / (0,90 \cdot 2 \cdot 0,08) = 81,48$ kPa

Napětí v ZS od z. kce. $\sigma_2 = X_d / A = 19,25 / 0,90 = 21,39$ kPa

Napětí v ZS **$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 81,48 + 21,39 = 102,87$ kPa**

d.2 Posouzení základu ZP2

d.2.1 Zatížení základu

	X_k [kNm ⁻¹]	γ_G	X_d [kNm ⁻¹]
Zatížení střechou	6,86	1,39	9,53
ŽB Atika	3,00	1,35	4,05
Zatížení zdívo	12,42	1,35	16,77
ŽB věnec	2,50	1,35	3,38
Zatížení celkem	24,78		33,72
ztracené bednění	27,60	1,35	37,26
základový pás	8,28	1,35	11,18
liniové zatížení celkem	60,66		82,16

d.2.2 Posudek základu dle 1.GK

Excentricita základu: $e_1 = 0,00$ m, Šířka základu: $b = 0,90$ m, Délka základu: $l = 1,00$ m

Plocha základu v spáře: $A = 0,90 \cdot 1,00 = 0,90$ m²

Napětí v ZS od n. kce. $\sigma_1 = X_d / (A \cdot 2 \cdot e) = 33,72 / (0,90 \cdot 2 \cdot 0,00) = 37,47$ kPa

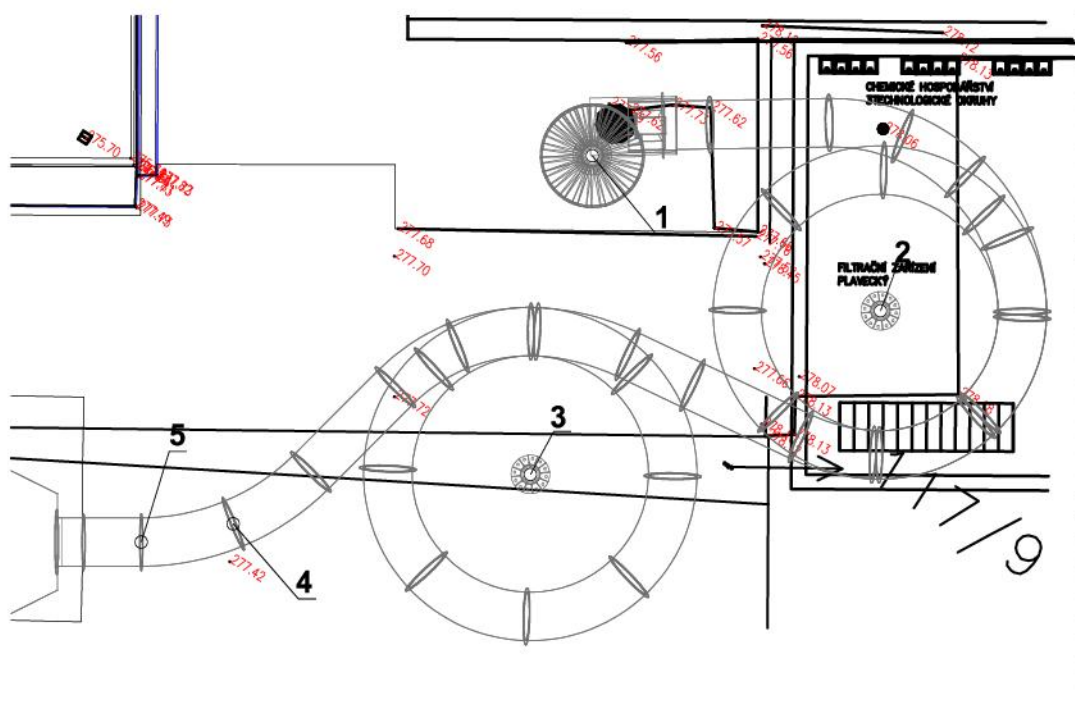
Napětí v ZS od z. kce. $\sigma_2 = X_d / A = 48,44 / 0,90 = 53,82$ kPa

Napětí v ZS **$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 37,47 + 53,82 = 91,29$ kPa**

d.3 Posouzení základové desky D3

Základová deska vyvolá reakci na základovou spáru cca 40-50kPa. Základová spára toto zatížení spolehlivě přenesne.

d.4 Návrh a posouzení patek pod tobogán



Forces acting on foundation in node "1"					
Load variant	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
1 (max. Fx)	-6,01	0,07	-42,72	-1,68	-54,77
2 (min. Fx)	6,54	-0,08	-125,67	-10,49	74,19
3 (max. Fy)	0,63	-0,42	-125,25	0,2	18,98
4 (min. Fy)	-0,1	0,41	-43,13	-12,37	0,44
5 (max. Fz)	4,1	-0,05	-154,11	-14,06	56,24
6 (min. Fz)	-6,01	0,07	-42,72	-1,68	-54,77
7 (max. Mx)	0,21	0,41	-125,22	-21,95	15,25
8 (min. Mx)	0,32	-0,41	-43,16	9,78	4,17
9 (max. My)	-6,01	0,07	-42,72	-1,68	-54,77
10 (min. My)	6,54	-0,08	-125,67	-10,49	74,19

Forces acting on foundation in node "2"					
Load variant	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
1 (max. Fx)	-12,77	-2,94	-103,69	-22,4	-65,12
2 (min. Fx)	10,02	4,08	-16,15	-17,02	71,88
3 (max. Fy)	-2,81	-27,73	-15,87	172,36	-5,47
4 (min. Fy)	0,06	28,87	-103,97	-211,78	12,23
5 (max. Fz)	3,43	3,58	-131,31	-50,53	51,62
6 (min. Fz)	-10,84	-3,77	-15,05	6,92	-70,93
7 (max. Mx)	0,06	28,87	-103,97	-211,78	12,23
8 (min. Mx)	-2,81	-27,73	-15,87	172,36	-5,47
9 (max. My)	-11,48	-3,56	-35,85	0,33	-71,1
10 (min. My)	8,74	4,7	-83,99	-39,75	77,87

Forces acting on foundation in node "3"					
Load variant	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
1 (max. Fx)	-14,83	11,65	-12,65	-30,18	-70,22
2 (min. Fx)	15,88	-13,51	-89	-23,9	54,89
3 (max. Fy)	3,53	-28,26	-88,08	50,04	-12,56
4 (min. Fy)	-2,48	26,4	-13,57	-104,12	-2,77
5 (max. Fz)	10,12	-9,15	-111,43	-45,41	24,2
6 (min. Fz)	-14,83	11,65	-12,65	-30,18	-70,22
7 (max. Mx)	-1,71	25,04	-88,74	-144,26	-14,09
8 (min. Mx)	2,76	-26,9	-12,9	90,17	-1,24
9 (max. My)	-14,05	10,29	-87,82	-70,32	-81,54
10 (min. My)	15,1	-12,15	-13,83	16,23	66,21

Forces acting on foundation in node "4"					
Load variant	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
1 (max. Fx)	-5,77	-6,61	3,87	2,9	-4,1
2 (min. Fx)	6,18	6,69	-7,5	-7,82	3,45
3 (max. Fy)	-5,77	-6,61	3,87	2,9	-4,1
4 (min. Fy)	6,18	6,69	-7,5	-7,82	3,45
5 (max. Fz)	6,18	6,69	-7,5	-7,82	3,45
6 (min. Fz)	-5,77	-6,61	3,87	2,9	-4,1
7 (max. Mx)	0,99	1,62	-2,7	-8,63	-0,83
8 (min. Mx)	-0,58	-1,54	-0,92	3,71	0,18
9 (max. My)	-5,46	-6,56	1,2	-0,74	-4,59
10 (min. My)	5,88	6,64	-4,82	-4,18	3,94

Forces acting on foundation in node "5"					
Load variant	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
1 (max. Fx)	-8,09	-1,34	-7,49	-0,32	-4,83
2 (min. Fx)	8,84	1,98	-4,62	-4,44	4,31
3 (max. Fy)	0,31	-3,83	-1,18	4,94	0,57
4 (min. Fy)	0,45	4,47	-10,92	-9,71	-1,09
5 (max. Fz)	-4,11	-0,15	-16,77	-5,03	-3,43
6 (min. Fz)	8,29	1,51	4,33	-0,92	4,7
7 (max. Mx)	0,45	4,47	-10,92	-9,71	-1,09
8 (min. Mx)	0,31	-3,83	-1,18	4,94	0,57
9 (max. My)	-7,54	-0,86	-16,44	-3,85	-5,22
10 (min. My)	8,29	1,51	4,33	-0,92	4,7

d.4.1 Patka P1

--

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.10.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :		$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :		$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 85,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 1,50 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1,50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1,50 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$
 Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 2,00$ m
 Šířka patky $y = 2,00$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,60$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0,60$ m
 Objem patky = 6,00 m³

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00$ MPa
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,60$ MPa
 Modul pružnosti $E_{cm} = 31000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	Třída G3, středně ulehlá	
2	2,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	154,00	56,00	14,00	-4,10	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Návrhové	125,00	74,00	10,00	-7,00	0,00
3	Ano		Zatížení č. 3	Návrhové	42,00	55,00	2,00	0,00	6,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0,07	-0,19	97,02	830,38	11,68	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0,06	-0,16	108,24	841,11	12,87	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0,08	-0,28	99,23	782,63	12,68	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0,07	-0,24	109,29	801,74	13,63	Ano
Zatížení č. 3	Ano	-0,01	-0,36	70,61	731,60	9,65	Ano
Zatížení č. 3	Ne	-0,01	-0,28	80,01	768,57	10,41	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 186,30$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 3,47$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 10,92$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 801,74$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 109,29$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,039 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,178 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,178 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 3)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 19,78$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 122,23$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 6,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

d.4.2 Patka P2

--

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.10.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 85,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 3,00 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 3,00 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 2,80 \text{ m}$

1

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$
 Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 2,50$ m
 Šířka patky $y = 2,50$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,60$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0,60$ m
 Objem patky = 17,50 m³

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00$ MPa
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,60$ MPa
 Modul pružnosti $E_{cm} = 31000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	Třída G3, středně ulehlá	
2	2,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	104,00	212,00	12,23	0,00	29,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Návrhové	16,00	173,00	6,00	-3,00	28,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0,03	-0,67	154,44	903,80	17,09	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0,02	-0,53	156,39	987,54	15,84	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0,04	-0,72	136,39	860,36	15,85	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0,03	-0,54	134,41	970,15	13,85	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 308,75$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 23,56$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 4,33$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 13,65$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 903,80$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 154,44$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,017 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,289 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,289 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 85,45$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 279,41$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 28,16$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

d.4.3 Patka P3

--

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.10.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 85,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 1,50 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1,50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1,50 \text{ m}$

1

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$
 Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 2,50$ m
 Šířka patky $y = 2,50$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,60$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0,60$ m
 Objem patky = 9,38 m³

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00$ MPa
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,60$ MPa
 Modul pružnosti $E_{cm} = 31000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	Třída G3, středně ulehlá	
2	2,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	88,00	144,00	14,00	-1,71	25,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Návrhové	14,00	104,00	3,00	-3,00	26,00
3	Ano		Zatížení č. 3	Návrhové	12,00	30,00	70,00	-15,00	12,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0,05	-0,60	97,35	645,55	15,08	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0,04	-0,48	101,87	703,06	14,49	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0,03	-0,62	75,18	597,28	12,59	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0,02	-0,47	79,67	678,29	11,75	Ano
Zatížení č. 3	Ano	-0,41	-0,21	64,91	727,90	8,92	Ano
Zatížení č. 3	Ne	-0,31	-0,16	73,47	778,94	9,43	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 215,62$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 4,33$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 13,65$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 645,55$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 97,35$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,163 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,249 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,249 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 24,73$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 155,47$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 26,17$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

d.4.4 Patka P45

--

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 30.10.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 85,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 1,50 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1,50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1,50 \text{ m}$

	1
--	---

[GEO5 - Patky | verze 5.2018.82.0 | hardwarový klíč 6639 / 2 | Amun Pro s. r. o. | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$
 Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 1,40$ m
 Šířka patky $y = 1,40$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0,60$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0,60$ m
 Objem patky = 2,94 m³

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00$ MPa
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,60$ MPa
 Modul pružnosti $E_{cm} = 31000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	Třída G3, středně ulehlá	
2	2,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	-5,00	10,00	5,00	-7,00	9,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0,25	-0,38	106,55	540,54	19,71	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0,18	-0,27	96,94	625,90	15,49	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 67,62$ kN
Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Posouzení svislé únosnosti - tlačená patka

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,43$ m
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 7,64$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 540,54$ kPa
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 106,55$ kPa

Svislá únosnost - tlačená patka VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,177 < 0,333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,268 < 0,333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0,321 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení svislé únosnosti - tažená patka

Návrhový úhel vnitřního tření nadloží $\phi_d = 0,00^\circ$
Návrhová soudržnost nadloží $c_d = 0,00$ kPa
Max. tahová síla $N_{t,max} = 5,00$ kN
Odpor proti zvednutí $R_t = 58,80$ kN

Svislá únosnost - tažená patka VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 13,85$ kN
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 48,85$ kN
Extrémní horizontální síla $H = 11,40$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

D.1.2.d) Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

V budoucím užívání stavby budou v pravidelných intervalech max. 2let kontrolovány veškeré nosné konstrukce stavby.