

DOLNÍ ÚJEZD - ZVÝŠENÍ BEZPEČNOSTI
CHODCŮ V CENTRU OBCE

D.1 STAVEBNÍ ČÁST
D.1.2 OBJEKT 201 - OPĚRNÉ STĚNY

D.1.2.01 TECHNICKÁ ZPRÁVA

| | | |
|-----|---|----------|
| 1 | IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STĚNY | strana 1 |
| 1.1 | Název stavby a objektu | strana 1 |
| 1.2 | Katastrální území, obec, kraj | strana 1 |
| 1.3 | Stavebník objednatel | strana 1 |
| 1.4 | Uvažovaný správce opěrné stěny | strana 1 |
| 1.5 | Projektant | strana 1 |
| 1.6 | Vztah stěn k pozemním komunikacím | strana 1 |
| 2 | ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OPĚRNÉ STĚNĚ | strana 1 |
| 2.1 | Charakteristika stěny | strana 1 |
| 2.2 | Uvažovaná zatížení | strana 2 |
| 2.3 | Podklady, použité normy, návrhové pomůcky, výpočetní software | strana 2 |
| 3 | POSOUZENÍ OPĚRNÉ STĚNY | strana 4 |
| 3.1 | Posouzení stability úseků stěny proti překlopení, posouzení únosnosti spáry | strana 4 |
| 3.2 | Posouzení stability úseků stěny proti usmyknutí ve spáře | strana 6 |
| 3.3 | Návrh dimenzí stěny | strana 7 |

| | | | |
|--------------------|--|--|-----------------|
| Profese | řada 200 – mostní objekty a zdi Objekt 201 – Opěrná stěna |  | |
| Zodp. projektant | Ing. Vladimír Zevl | | |
| Vypracoval | Ing. Vladimír Zevl | | |
| Číslo zakázky | Ze 18 01 | | |
| Hlavní projektant | ing. Radim Loukota, Br. Veverkových 2717, 530 02 Pardubice 2 | ing. Radim Loukota Br. Veverkových 2717, 530 02 Pardubice 2 autorizace ČKAIT: 0701086 IČ: 150 14 894; tel.: 466 616 317 e-mail: topocad@archcen.cz | |
| Vedoucí projektant | ing. Radim Loukota | | |
| Investor | Obec Rohovládova Bělá, Rohovládova Bělá 32, 533 43 Rohovládova Bělá | | |
| Akce | DOLNÍ ÚJEZD - ZVÝŠENÍ BEZPEČNOSTI CHODCŮ V CENTRU OBCE | Datum | 01 / 2019 |
| Objekt | D.1.2 - OBJEKT 201 - OPĚRNÉ STĚNY | Stupeň PD | DUR + DSP |
| Část | STATICKÝ VÝPOČET | Čís.zak. | |
| | | Výtisk | Označení |
| | | 0 | D.1.2.02 |

1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STĚNY

1.1 NÁZEV STAVBY A OBJEKTU

Označení stavby : DOLNÍ ÚJEZD - ZVÝŠENÍ BEZPEČNOSTI CHODCŮ V CENTRU OBCE

Objekt : OBJEKT 201 – OPĚRNÉ STĚNY

1.2 KATASTRÁLNÍ ÚZEMÍ, OBEC, KRAJ

Stavba včetně řešených opěrných stěn se nachází v katastrálním území Dolní Újezd, v obci Dolní Újezd, v Pardubickém kraji. Výčet dotčených parcel a jejich stávající využití jsou popsány v souhrnné části dokumentace.

1.3 STAVEBNÍK OBJEDNATEL

Obec Dolní Újezd, Dolní Újezd č.p. 281, 569 61 Dolní Újezd, IČ: 00276596.

1.4 UVAŽOVANÝ SPRÁVCE OPĚRNÉ STĚNY

Obec Dolní Újezd, Dolní Újezd č.p. 281, 569 61 Dolní Újezd, IČ: 00276596.

1.5 PROJEKTANT

Hlavní projektant : ing. Radim Loukota
Br. Veverkových 2717, 530 02 Pardubice 2,
autorizace ČKAIT: 0701086
IČ: 150 14 894; tel.: 466 616 317 ; e-mail: topocad@archcen.cz

Projektant části OBJEKT 201 – OPĚRNÉ STĚNY :

ing. Vladimír Zevl
Dolní Roveň 281, 533 71 Dolní Roveň,
autorizace ČKAIT: 0701151
IČ: 728 68 333; tel.: 466 616 301 ; e-mail: zevl@archcen.cz

1.6 VZTAH STĚN K POZEMNÍM KOMUNIKACÍM

Objekt opěrných stěn SO 201 je součástí navrhovaných stavebních úprav chodníků podél silnice II/359 v obci Dolní Újezd..

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OPĚRNÉ STĚNĚ

2.1 CHARAKTERISTIKA STĚN

Objekt opěrných stěn SO 201 je součástí navrhovaných **stavebních úprav chodníků podél silnice II/359 v obci Dolní Újezd.** V řešeném úseku jsou navrženy dvě opěrné stěny:

Opěrná stěna OS 1

Mezi nově navrhovaným venkovním schodištěm a napojením chodníků podél silnice II/359 a podél místní komunikace. Stěna má přímý půdorys, délku 21,80 m. navazuje bezprostředně na nově navrhované venkovní schodiště.

Navrhovaná opěrná stěna paží výškový rozdíl mezi stávajícími komunikacemi (silnice II/359 a místní komunikace). Dosud byl tento pruh svahován od krajnice silnice II/359 k okraji místní komunikace. Při stávající terénní konfiguraci by nebylo možné navrhovaný chodník realizovat. Účelem stěny je tedy jednak bezpečně zapažit proměnný výškový rozdíl mezi silnicí a nižším navazujícím terénem směrem k místní komunikaci a současně vytvořit prostor pro nový chodník podél silnice II/359.

Pažený výškový rozdíl mezi chodníkem a terénem na lícové straně stěny je proměnný - nejvyšší je na začátku stěny u venkovního schodiště (cca 2,00 m), výškový rozdíl se pak směrem ke styku chodníků ztrácí.

Stěna bude ukončena rozšířenou římsou vyběhající nad úroveň chodníku a tvořící okopovou hranu, resp. přirozenou vodící linii, a bude opatřena ochranným zábradlím pro chodce. Dle koordinčních podkladů není zhlaví opěrné stěny osazeno kombinovaným svodidlem se zábradlím ale pouze ochranným zábradlím pro chodce. Zábradlí a stěna tedy nejsou dimenzovány na přenos zatížení od nárazu vozidla.

Opěrná stěna OS 2

U parkovacího stání vedle zdravotního střediska. V řešeném úseku probíhá mezi stávající silnicí II/359 cca 1,5 široký stávající asf. chodník, ohraničený opěrnou zdí se zábradlím. Výškový rozdíl mezi stáv. chodníkem a terénem přilehlé zahrady 1,70 až 2,25 m.

Nová stěna zapažší rozšířený prostor pro nové parkovací stání a upravený nový chodník. Navrhovaná stěna bude mít dvakrát zalomený půdorys s rozvinutou délkou stěny cca 18,00 m.

Stěna bude ukončena rozšířenou římsou vyběhající cca 100 mm nad úroveň chodníku a tvořící okopovou hranu, resp. přirozenou vodící linii. Do římsy budou zakotveny sloupky nového oplocení. Oplocení bude napojeno na stávající oplocení a provedeno dle původního – trubkové sloupky, výplně pletivo se svislým rastrem do rámu.

2.4 UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ

Pro statický návrh opěrné stěny byla uvažována tato zatížení.

Zatížení zemním tlakem od zeminy na rubové straně stěny. Pro stanovení zemního tlaku byly uvažovány modelové mechanické parametry zeminy (zpětných zásypů na rubové straně stěny). Pro stanovení průběhu a hodnot zemního tlaku byly uvažovány účinky přitížení povrchu terénu chodníku a komunikace.

Dále byly uvažovány účinky od zatížení ochranného zábradlí. Dle koordinčních podkladů není zhlaví opěrné stěny osazeno kombinovaným svodidlem se zábradlím ale pouze ochranným zábradlím pro chodce. Zábradlí a stěna tedy nejsou dimenzovány na přenos zatížení od nárazu vozidla.

Ve statických schématech je dále uvažován vliv tíhy zeminy a konstrukce stěny.

Výpočty průběhů zatížení, stanovení zatěžovacích stavů a jejich vzájemná uspořádání do působících kombinací jsou zpracovány ve statickém posouzení stěny.

2.5 PODKLADY, POUŽITÉ NORMY, NÁVRHOVÝ SOFTWARE

PODKLADY:

Objednávka návrhu opěrné stěny.

Rozpracovaná souhrnná část projektu a projekt pozemních komunikací, zpracovatel : ing. Radim Loukota, Br. Veverkových 2717, 530 02 Pardubice 2, autorizace ČKAIT: 0701086 , IČ: 150 14 894; tel.: 466 616 317 ; e-mail: topocad@archcen.cz

Koordinční schůzky profesí.

Průběžná jednání s objednatelem, dotčenými orgány a zpracovateli profesí.

POUŽITÉ NORMY

| | |
|-----------------|--|
| ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí |
| ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení |
| ČSN EN 1991-1-3 | Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem |
| ČSN EN 1991-1-4 | Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem |
| ČSN EN 1992 -1 | Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| ČSN EN 1997-1 | Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla |
| ČSN 73 1001 | Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy |
| ČSN EN 1991-1-1 | objemové tíhy a pokyny pro stanovení vlastní tíhy konstrukcí |
| ČSN EN 1991-1-3 | zatížení stavebních konstrukcí sněhem, |
| ČSN EN 1991-1-4 | zatížení konstrukcí větrem |
| ČSN EN 1991-1-5 | zatížení konstrukce klimatickými teplotami |

| | |
|-----------------|--|
| ČSN EN 1991-1-6 | zásady a pravidla pro stanovení zatížení, která se mají uvažovat během provádění pozemních a inženýrských staveb |
| ČSN EN 1991-1-7 | pravidla pro zabezpečení pozemních a inženýrských staveb proti identifikovaným i neidentifikovaným mimořádným zatížením. |
| ČSN EN 1991-2 | zatížení dopravou mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů. |

ČSN EN 206-1 (732403) - Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb

ČSN EN 13670 (73 2400) Provádění betonových konstrukcí

ČSN EN 206-1 (73 2403) Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P 73 2404 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace

ČSN EN 12620 (72 1502) Kamenivo do betonu

Dříve platné normy:

ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy

ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí

ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí

ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce

LITERATURA A NÁVRHOVÉ POMŮCKY

Statické tabulky, Technické podklady výrobců stavebních výrobků a další návrhové pomůcky.

NÁVRHOVÝ SOFTWARE

Statický výpočet konstrukce – výpočet stavu napjatosti a deformací: Axis VM 13.

Dimenzování betonových konstrukcí: Axis VM 13 vlastní kalkulátory s algoritmy výpočtů založenými na postupech předepsaných v příslušných normách, příp. na návrhových postupech z příslušné odborné literatury. Kompletní výpočty jsou archivovány u zpracovatele konstrukční části PD.

3 POSOUZENÍ OPĚRNÉ STĚNY

3.1 POSOUZENÍ STABILITY ŘEŠENÝCH ÚSEKŮ STĚNY PROTI PŘEKLOPENÍ, POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI SPÁRY (PRO SVISLÉ ZATÍŽENÍ)

Opěrná stěna OS 1

Níže jsou v tabulkových kalkulátorech posouzeny dílčí úseky stěny na stabilitu proti překlopení a současně je posouzena únosnost spáry a její výstřednost.

| DILAT. ÚSEK 1 ; ŘEZY B - B , C - C | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------|---|-----------|------------|
| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | |
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 5,00 | kNm^{-2} | $h =$ | 2,25 | m | $b_1 =$ | 0,80 m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,30 | m | $h_1 =$ | 0,30 m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_f =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,90 m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,30 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 2,20 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,60 m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 2,00 m |
| Posouzení stability proti překlopení | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 55,613 | kNm | $N =$ | | | | 65,948 kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 79,003 | kNm | $M =$ | | | | 50,117 kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 23,390 | kNm | $e =$ | 0,645 | m | $e =$ | 0,645 m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,667 m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | $q_d =$ | 92,968 kPa |

| DILAT. ÚSEK 2 ; ŘEZ D - D | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------|---|-----------|------------|
| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | |
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 5,00 | kNm^{-2} | $h =$ | 2,00 | m | $b_1 =$ | 0,75 m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,30 | m | $h_1 =$ | 0,30 m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_f =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,80 m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,30 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 1,90 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,50 m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 1,85 m |
| Posouzení stability proti překlopení | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 39,067 | kNm | $N =$ | | | | 55,553 kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 61,018 | kNm | $M =$ | | | | 35,932 kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 21,951 | kNm | $e =$ | 0,530 | m | $e =$ | 0,530 m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,617 m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | $q_d =$ | 70,294 kPa |

DILAT. ÚSEK 2 ; ŘEZ E -E

| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | |
|-------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------|---|-----------|------------|
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 5,00 | kNm^{-2} | $h =$ | 1,80 | m | $b_1 =$ | 0,75 m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,30 | m | $h_1 =$ | 0,30 m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_F =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,60 m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,30 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 1,70 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,50 m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 1,65 m |
| Posouzení stability proti překlpení | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 30,018 | kNm | $N =$ | | | 48,803 | kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 46,094 | kNm | $M =$ | | | 29,502 | kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 16,076 | kNm | $e =$ | 0,496 | m | $e =$ | 0,496 m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,550 m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | $q_d =$ | 74,077 kPa |

DILAT. ÚSEK 3 ; ŘEZ G -G

| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | |
|-------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------|---|-----------|------------|
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 5,00 | kNm^{-2} | $h =$ | 1,50 | m | $b_1 =$ | 0,60 m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,30 | m | $h_1 =$ | 0,30 m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_F =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,60 m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,30 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 1,50 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,50 m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 1,50 m |
| Posouzení stability proti překlpení | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 22,420 | kNm | $N =$ | | | 39,690 | kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 34,142 | kNm | $M =$ | | | 22,299 | kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 11,721 | kNm | $e =$ | 0,455 | m | $e =$ | 0,455 m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,500 m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | $q_d =$ | 67,199 kPa |

DILAT. ÚSEK 3 ; ŘEZ H -H

| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | |
|-------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------|---|-----------|------------|
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 5,00 | kNm^{-2} | $h =$ | 1,25 | m | $b_1 =$ | 0,60 m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,30 | m | $h_1 =$ | 0,30 m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_F =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,30 m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,30 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 1,20 m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,50 m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 1,20 m |
| Posouzení stability proti překlpení | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 13,492 | kNm | $N =$ | | | 30,632 | kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 19,519 | kNm | $M =$ | | | 15,187 | kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 6,027 | kNm | $e =$ | 0,403 | m | $e =$ | 0,403 m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,400 m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | $q_d =$ | 77,839 kPa |

Opěrná stěna OS 2

Níže jsou v tabulkových kalkulátorech posouzeny dílčí úseky stěny na stabilitu proti překlpení a současně je posouzena únosnost spáry a její výstřednost.

| DILAT. ÚSEK 2 ; ŘEZ A - A | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-------|-----------------------|--------------------|-----------------------|------------|--------------------|-------|---|-----------|---------|-----|
| Parametry zeminy | | | Parametry zatížení | | | Parametry zatížení | | | | | |
| $g_{zem} =$ | 18,00 | kNm^{-3} | $p =$ | 7,50 | kNm^{-2} | $h =$ | 2,85 | m | $b_1 =$ | 1,35 | m |
| $\varphi_{ef} =$ | 30,00 | ° | | | | $t_2 =$ | 0,40 | m | $h_1 =$ | 0,40 | m |
| $c =$ | 10,00 | kNm^{-2} | $\gamma_f =$ | 1,50 | | | | | $b_2 =$ | 0,80 | m |
| $v =$ | 0,60 | | | | | | | | $h_2 =$ | 0,40 | m |
| $\gamma_{mg} =$ | 1,20 | $\gamma_{m\varphi} =$ | 1,00 | $\gamma_{m\varphi} =$ | 1,00 | $\gamma_{mv} =$ | | | $hz1 =$ | 2,75 | m |
| $\gamma_{mg} =$ | 0,90 | | | $K_r =$ | 0,67 | | | | $hz2 =$ | 0,60 | m |
| | | | | | | | | | $B =$ | 2,55 | m |
| Posouzení stability proti překlpení | | | | | | | | | | | |
| $M_{dest} =$ | | | | 117,478 | kNm | $N =$ | | | | 116,519 | kN |
| $M_{stab} =$ | | | | 170,789 | kNm | $M =$ | | | | 106,185 | kN |
| $M_{stab} - M_{dest} =$ | | | | 53,311 | kNm | $e =$ | 0,817 | m | $e =$ | 0,817 | m |
| | | | | | | | | | $B / 3 =$ | 0,850 | m |
| Posouzení únosnosti základové spáry | | | | | | | | | $q_d =$ | 127,334 | kPa |

- b POSOUZENÍ STABILITY ŘEŠENÝCH ÚSEKŮ STĚNY PROTI USMYKNUTÍ VE SPÁŘE – bude ověřeno kontrolním výpočtem po doplnění výsledků IGP

Opěrná stěna OS 1

Dilatační úsek 1:

$$\text{Vodorovná síla od zemního tlaku: } H_d = 18,00 * 1,20 * 0,66 * 2,5^2 / 2 + 5,00 * 1,5 * 0,66 * 2,20 = 55,44 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Smyková pevnost ve spáře: } U_d = 66 * (\tan(30 * 0,8 + 10)) = 44,51 \text{ kN/m'}$$

Příznivý vliv pasivního zemního tlaku (rezerva) :

$$P_d = 1,00 * 18,00 * 1,50 / 2 = 13,5 \text{ kN/m'}$$

$$H_d = 52,93728 \text{ kN/m' } < (U_d + P_d) = (44,51 + 13,50) = 58,01 \text{ kN/m'}$$

Založení stěny vyhovuje proti usmyknutí.

$$\text{Smyková pevnost ve spáře: } U_d = 62,75 * (\tan(30 * 0,8 + 10)) = 42,325 \text{ kN/m'}$$

Příznivý vliv pasivního zemního tlaku (rezerva) :

$$P_d = 1,00 * 18,00 * 1,50 / 2 = 13,5 \text{ kN/m'}$$

$$H_d = 45,00 \text{ kN/m' } < (U_d + P_d) = (42,325 + 13,50) = 55,825 \text{ kN/m'}$$

Založení stěny vyhovuje proti usmyknutí.

Opěrná stěna OS 2

Dilatační úsek 2:

$$\text{Vodorovná síla od zemního tlaku: } H_d = 18,00 * 1,20 * 0,66 * 3,1^2 / 2 + 5,00 * 1,5 * 0,66 * 2,70 = 81,86508 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Smyková pevnost ve spáře: } U_d = 120 * (\tan(30 * 0,8 + 7,5)) = 73,50 \text{ kN/m'}$$

Příznivý vliv pasivního zemního tlaku (rezerva) :

$$P_d = 1,00 * 18,00 * 1,50 / 2 = 13,5 \text{ kN/m'}$$

$$H_d = 52,93728 \text{ kN/m' } < (U_d + P_d) = (73,50 + 13,50) = 87,00 \text{ kN/m'}$$

Založení stěny vyhovuje proti usmyknutí.

C NÁVRH DIMENZÍ STĚNY

Svislá část opěrné stěny ve vyšších úsecích – návrh tloušťky desky a svislé výztuže přenášející ohyb od zemního tlaku.

Pata stěny OS1 v dil. úseku 1

Posouzení paty stěny v úsecích 3 až 5.

Výpočet ohybového momentu v patě stěny:

$$M_d = 0,70 \cdot 20,00 \cdot 2,30^3 / 6 + 10,00 \cdot 0,7 \cdot 2,30^2 / 2 = 46,90 \text{ kNm/m'}$$

$$M_k = 0,60 \cdot 18,00 \cdot 2,30^3 / 6 + 5 \cdot 0,6 \cdot 2,30^2 / 2 = 29,8356 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{LT} = 0,50 \cdot 18,00 \cdot 2,30^3 / 6 + 2,0 \cdot 0,5 \cdot 2,30^2 / 2 = 20,8955 \text{ kNm/m}$$

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|---|-------|----------------------------|-------|---|-------------------|--|--------|---|---------|-------------|--|
| Pata stěny OS 1 v dilatačním úseku 1 (řezy B-B; C-C) | | | | | | | | | | | | | |
| 1. Účinky zatížení, vnitřní síly v posuzovaném průřezu | | | | | | | | | | | | | |
| Md = | | 50,00 kNm | | Mk = | | 30,00 kNm | | Mit = | | 25,00 kNm | | | |
| Nd = | | 0,00 kNm | | Nk = | | 0,00 kNm | | Nit = | | 0,00 kNm | | | |
| 2. Parametry posuzovaného průřezu, materiály | | | | | | | | | | | | | |
| Rozměry průřezu | | Tažená výztuž | | | | Tlačená výztuž | | | | | | | |
| b (mm) | h (mm) | φ (μm) | ks | φ (μm) | ks | a1 (mm) | φ (μm) | ks | φ (μm) | ks | a2 (mm) | | |
| 1000 | 300 | 12 | 3,333 | 10,000 | 6,667 | 50 | 10 | 6,667 | 0 | 0,000 | 50 | | |
| Třída betonu | | fc = | 30,00 | Výztuž | | As1 = | 0,90059 · 10-3 m2 | | Ns1 = | 391,6 kN | | | |
| | | fsm = | 2,90 | 10 505 | | As2 = | 0,52360 · 10-3 m2 | | Ns2 = | 227,7 kN | | | |
| C30/37 | | Eceff = | 32,00 | GPa | | fy = | 500 MPa | | Es = | 200 GPa | | | |
| 3. Posouzení průřezu podle mezního stavu únosnosti | | | | | | | | | | | | | |
| ρ1 = | | 0,00300 | | d = | | 250 mm | | x = (As1 fyd - Nd)/b λ η fcd = | | 24,4725515 mm | | | |
| Mez poruš. momentem při binaci M,N: | | | | | | Mrd = λ v x fcd 0,5 (h - λ x) + As1 fyd (h/2 - λ x) = | | | | | | 94,06 kNm > | |
| > Md = | | | | | | 50,00 kNm | | | | | | | |
| vyhodnocení kritéria m.s. - Navrhovaný vyztužený průřez VYHOVUJE podle mezního stavu únosnosti - | | | | | | | | | | | | | |
| 4. Posouzení průřezu podle mezních stavů použitelnosti – trhliny | | | | | | | | | | | | | |
| 4. 01. Při kritériu vzniku trhlin je uvažováno maximální charakteristické (krátkodobé) zatížení. | | | | | | | | | | | | | |
| Odpovídající průřezové charakteristiky jsou vypočítány pro krátkodobé zatížení (bez vlivů dotvarování). | | | | | | | | | | | | | |
| 4. 02. Při kritériu šířky trhlin je uvažováno kvazistálé (dlouhodobé) zatížení. | | | | | | | | | | | | | |
| Odpovídající průřezové charakteristiky jsou vypočítány pro dlouhodobé zatížení (s vlivem dotvarování a smrštění). | | | | | | | | | | | | | |
| 4. 01. Při kritériu vzniku trhlin jsou stanoveny průřezové charakteristiky pro krátkodobé zatížení: | | | | | | | | | | | | | |
| Pracovní součinitel oceli pro krátkodobé zatížení (bez vlivu dotvarování a smrštění): | | | | | | | | | | | | | |
| αe = Es / Eceff = Es / Ecm = | | 6,25 | | | | | | | | | | | |
| Průřez před porušením trhlinou: | | | | | | | | | | | | | |
| Plocha ideál. průř. před porušením: | | A1 = Ac + αe As = | | | | 0,30890118 m2 | | Vzdál. těžšíste průř. od hor. vláken | | Moment setrvačnosti ideálního průřezu | | | |
| Ii = | | 2 338,8 · 10-6 m4 | | Namáhání v kraj vlákench : | | a g1 = 150,762766 mm | | Ii = bh3 /12+ bh(h/2-ag1)2 + αe As1(d-ag1)2 + αe As2(d-ag1)2 = | | | | | |
| σk = | | 1 914,25 kPa | | < | | fcm = fsm = 2 900,00 kPa => | | σk = nk / Ai + mk / Ii / (h - ag1) = | | Trhliny v průřezu od uvažovaného namáhání NEVZNIKOU - | | | |
| 4. 02. Při kritériu šířky trhlin jsou stanoveny průřezové charakteristiky pro kvazistálé zatížení: | | | | | | | | | | | | | |
| Pracovní součinitel oceli pro dlouhodobé zatížení (s vlivem dotvarování a smrštění): | | | | | | | | | | | | | |
| αe = Es / Eceff = Es / (Ecm / (1+ φcs)) = | | 6,250 | | φcs = | | 0,00 | | | | | | | |
| Průřez v místě trhliny (průřez namáhaný pouze kvazistálým momentem, bez uvažování vlivu normálové síly): | | | | | | | | | | | | | |
| x = | | (αe / b) (As1 + As2) ·(-1 + (1 + (2 b As1 d + As2 d2) / (αe (As1 + As2)2))^0,5) = | | | | 47,8511 mm | | | | | | | |
| Kontrola rovnováhy na průřezu: | | 23 778,6 = | | | | 23 778,6 | | | | | | | |
| Ii = b x3 / 3 + αe (As1 (d - x)2 + As2 (x - d2)2) = | | 266,5 · 10-6 m4 | | | | | | | | | | | |
| Napětí v krajních vlákních betonu (tlak) : | | | | | | | | | | | | | |
| σc,lt = mk x / Ii = | | -4,488 / MPa | | < | | k1 fck = 0,60 * fck = | | 18,000 MPa | | vyhovuje | | | |
| Napětí v tažené výztuži : | | | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = αe mk (d - x)/Ii = | | 118,50 MPa | | < | | k1 fck = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | | | |
| Vybrané výsledné napětí v tažené výztuži od kvazistálého zatížení uvažované ve výpočtu šířky trhlin (viz níže) : | | | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = | | 120,00 MPa | | < | | k1 fck = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | | | |
| Omezení rozvoje trhlin : | | | | | | | | | | | | | |
| As,min = kc k fct,eff Ac / σs = 0,4 · 1,0 · fct,eff Ac / σs = | | 1,462 · 10-3 m2 | | < | | As,prov = | | 0,9006 · 10-3 m2 | | nevyhovuje | | | |
| Výpočet charakteristické šířky trhliny od kvazistálého zatížení : | | | | | | | | | | | | | |
| hc,eff = min { 2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 } = | | 84,05 mm | | | | Ac,eff = b hc | | 84,05 · 10-3 m | | | | | |
| ρp,eff = As / Ac,eff = | | 0,0107 | | | | | | | | | | | |
| Vzdálenost trhlin: | | | | | | | | | | | | | |
| sr,max = k3 c + k1 k2 k4 φ / ρp,eff = | | 360,39 mm | | | | k1 = 0,8 | | k2 = 0,5 | | k3 = 3,4 | | | |
| Krytí c: | | c = | | 50 mm | | k4 = 0,425 | | kt = 0,4 | | | | | |
| εsm - εcm = (σs1 - kt fct,eff / ρp,eff (1 + αe ρp,eff)) / Es = | | 22,45164 · 10-6 | | | | | | | | | | | |
| εsm - εcm > 0,6 σs1 / Es = | | 360 · 10-6 | | => | | εsm - εcm = | | 360 · 10-6 | | | | | |
| Šířka trhlin wk : | | | | | | | | | | | | | |
| wk = sr,max (εsm - εcm) = | | 0,130 mm | | < | | wk1 = | | 0,15 mm => | | šířka trhliny VYHOVUJE | | | |
| 4. 03. Kontrolní posouzení šířky trhlin podle staré normy ČSN 73 1201 | | | | | | | | | | | | | |
| λ = | | 1,80 | | κ = | | 1,00 | | wtb = | | 1,00 | | | |
| μst = | | 0,00300197 | | | | | | | | | | | |
| Průřez v místě trhliny namáhaný pouze momentem, bez uvažování vlivu normálové síly(charakteristická hodnota): | | | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = αe mk (d - x)/Ii = | | 142,20 MPa | | < | | k1 fck = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | | | |
| Výsledné napětí v tažené výztuži od charakteristického zatížení pro výpočet šířky trhlin: | | | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = | | 145,00 MPa | | < | | k1 fck = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | | | |
| W3a = λκkw tb (0,035 - mst) (σs1,k / Es)3 √dw = | | 0,12056 mm | | < | | W3a,lim = | | 0,15 mm | | | | | |
| W3b = W3a + κkw tb (0,035 - mst) (σs1,k / Es)3 √d = | | 0,134514 mm | | < | | W3b,lim = | | 0,2 mm | | | | | |
| κ w = κkw tb (0,035 - mst) (σs1,k / Es)3 √d = | | 0,080932 mm | | < | | κ w,lim = | | 0,1 mm | | | | | |
| Vyhodnocení kritéria šířky trhlin - Navrhovaný vyztužený průřez VYHOVUJE podle m.s. šířky trhlin | | | | | | | | | | | | | |

Dimenze paty stěny OS 1 v dilatačním úseku 1 (řezy B-B, C-C) vyhovuje.

Posouzení paty stěny v OS 2 v dilatačním úseku 2.

Svislá část opěrné stěny v nižších úsecích – návrh tloušťky desky a svislé výztuže přenášející ohyb od zemního tlaku. Posouzení paty stěny v úsecích 1 a 7.

Výpočet ohybového momentu v patě stěny:

$$M_d = 0,70 \cdot 20,00 \cdot 2,750^3 / 6 + 10,00 \cdot 0,7 \cdot 2,750^2 / 2 = 75,00 \text{ kNm/m'}$$

$$M_k = 0,60 \cdot 18,00 \cdot 2,750^3 / 6 + 5 \cdot 0,6 \cdot 2,750^2 / 2 = 50,00 \text{ kNm/m'}$$

$$M_k = 0,50 \cdot 18,00 \cdot 2,750^3 / 6 + 2,0 \cdot 0,5 \cdot 2,750^2 / 2 = 35,00 \text{ kNm/m}$$

| Pata stěny OS 2 v dilatačním úseku 2 | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--|-------|--|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|--|--------|---------------|---------|
| 1. Účinky zatížení, vnitřní síly v posuzovaném průřezu | | | | | | | | | | | |
| Md = | | 75,00 kNm | | Mk = | | 50,00 kNm | | Mit = | | 37,50 kNm | |
| Nd = | | 0,00 kNm | | Nk = | | 0,00 kNm | | Nit = | | 0,00 kNm | |
| 2. Parametry posuzovaného průřezu, materiály | | | | | | | | | | | |
| Rozměry průřezu | | Tažená výztuž | | | | Tlačená výztuž | | | | | |
| b (mm) | h (mm) | φ (μm) | ks | φ (μm) | ks | a1 (mm) | φ (μm) | ks | φ (μm) | ks | a2 (mm) |
| 1000 | 450 | 12 | 3,333 | 10,000 | 6,667 | 50 | 10 | 6,667 | 0 | 0,000 | 50 |
| Třída betonu | | fc = | 30,00 | Výztuž | | As1 = | . 10 ⁻³ m ² | | Ns1 = | 391,6 kN | |
| | | fsm = | 2,90 | 10 505 | | As2 = | . 10 ⁻³ m ² | | Ns2 = | 227,7 kN | |
| C30/37 | | Eceff = | 32,00 | | | fy = | 500 MPa | | Es = | 200 GPa | |
| | | | | | | | | | | | |
| 3. Posouzení průřezu podle mezního stavu únosnosti | | | | | | | | | | | |
| ρl = | | 0,00200 | | d = | | 400 mm | | x = (As1 fyd - Nd) / b λ η fcd = | | 24,4725515 mm | |
| Mez poruš. momentem při binaci M,N : | | | | Mrd = λ v x fcd 0,5 (h - λ x) + As1 fyd (h/2 - λ x) = 152,79 kNm > | | | | | | | |
| > Md = | | | | 75,00 kNm | | | | | | | |
| vyhodnocení kritéria m.s. - Navrhovaný vyztužený průřez VYHOVUJE podle mezního stavu únosnosti - | | | | | | | | | | | |
| 4. Posouzení průřezu podle mezních stavů použitelnosti – trhliny | | | | | | | | | | | |
| 4. 01. Při kritériu vzniku trhlin je uvažováno maximální charakteristické (krátkodobé) zatížení. | | | | | | | | | | | |
| Odpovídající průřezové charakteristiky jsou vypočítány pro krátkodobé zatížení (bez vlivů dotvarování). | | | | | | | | | | | |
| 4. 02. Při kritériu šířky trhlin je uvažováno kvazistálé (dlouhodobé) zatížení. | | | | | | | | | | | |
| Odpovídající průřezové charakteristiky jsou vypočítány pro dlouhodobé zatížení (s vlivem dotvarování a smrštění). | | | | | | | | | | | |
| 4. 01. Při kritériu vzniku trhlin jsou stanoveny průřezové charakteristiky pro krátkodobé zatížení: | | | | | | | | | | | |
| Pracovní součinitel oceli pro krátkodobé zatížení (bez vlivu dotvarování a smrštění): | | | | | | | | | | | |
| αe = Es / Eceff = Es / Ecm = | | 6,25 | | | | | | | | | |
| Průřez před porušením trhlinou: | | | | | | | | | | | |
| Plocha ideál. průř. před porušením: | | | | Vzdál. těžiště průř. od hor. vláken | | | | Moment setrvačnosti ideálního průřezu | | | |
| Ai = Ac + αe As = | | 0,45890118 m ² | | agi = | | 225,898525 mm | | Ii = bh ³ /12 + bh(h/2 - a _{gi}) ² + αe As (d - a _{gi}) ² + αe As (d - a _{gi}) ² = | | | |
| Ii = | | 7 866,0 . 10 ⁻⁶ m ⁴ | | Namáhání v kraj vláknech : | | | | σk = nk / Ai + mk / Ii / (h - a _{gi}) = | | | |
| σk = | | 1 424,50 kPa | | < | | fctm = fsm = 2 900,00 kPa ⇒ | | Trhliny v průřezu od uvažovaného namáhání NEVZNIKOU. | | | |
| 4. 02. Při kritériu šířky trhlin jsou stanoveny průřezové charakteristiky pro kvazistálé zatížení: | | | | | | | | | | | |
| Pracovní součinitel oceli pro dlouhodobé zatížení (s vlivem dotvarování a smrštění): | | | | | | | | | | | |
| αe = Es / Eceff = Es / (Ecm / (1+ φcs)) = | | 6,250 | | φcs = | | 0,00 | | | | | |
| Průřez v místě trhliny (průřez namáhaný pouze kvazistálým momentem, bez uvažování vlivu normálové síly): | | | | | | | | | | | |
| x = | | (αe / b) (As1 + As2) (-1 + (1 + (2 b As1 d + As2 d ₂) / (αe (As1 + As2) ²))^0,5) = | | 61,1661 | | mm | | | | | |
| Kontrola rovnováhy na průřezu: | | | | | | | | | | | |
| Ii = b x ³ / 3 + αe (As1 (d - x) ² + As2 (x - d ₂) ²) = | | 31 180,5 . 10 ⁻⁶ m ⁴ | | 722,9 | | . 10 ⁻⁶ m ⁴ | | | | | |
| Napětí v krajních vláknech betonu (tlak) : | | | | -3,173 / MPa | | < | | k1 fck = 0,60 * fck = | | 18,000 MPa | |
| σck = mlt x / Ii = | | | | | | < | | k1 fsk = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | |
| σs1,k = αe mlt (d - x) / Ii = | | | | 109,85 MPa | | < | | k1 fsk = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | |
| Vybrané výsledné napětí v tažené výztuži od kvazistálého zatížení uvažované ve výpočtu šířky trhlin (viz níže) : | | | | | | | | | | | |
| σs1,lt = | | 110,00 MPa | | < | | k1 fck = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | |
| 4. 03. Kontrolní posouzení šířky trhlin podle staré normy ČSN 73 1201 | | | | | | | | | | | |
| λ = | | 1,80 | | κ = | | 1,00 | | k = | | 1 600 | |
| w _{tb} = | | 1,00 | | μ _{st} = | | 0,00200131 | | | | | |
| Průřez v místě trhliny namáhaný pouze momentem, bez uvažování vlivu normálové síly(charakteristická hodnota): | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = αe mlt (d - x) / Ii = | | 146,47 MPa | | < | | k1 fsk = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | |
| Výsledné napětí v tažené výztuži od charakteristického zatížení pro výpočet šířky trhlin: | | | | | | | | | | | |
| σs1,k = | | 145,00 MPa | | < | | k1 fsk = 0,80 * fs = | | 400,00 MPa | | vyhovuje | |
| W3a = λ κ k w _{tb} (0,035 - m _{st}) (σs1,k / Es) ³ √d _w = | | 0,11397 mm | | < | | W3a,lim = | | 0,15 mm | | | |
| W3b = W3a + κ k w _{tb} (0,035 - m _{st}) (σs1,k / Es) ³ √d = | | 0,134116 mm | | < | | W3b,lim = | | 0,2 mm | | | |
| κ w = κ k w _{tb} (0,035 - m _{st}) (σs1,k / Es) ³ √d = | | 0,083463 mm | | < | | κ w = | | 0,1 mm | | | |
| vyhodnocení kritéria šířky trhlin Navrhovaný vztužený průřez VYHOVUJE podle m.s. šířky trhlin | | | | | | | | | | | |

Dimenze paty stěny OS 2 v dilatačním úseku 2 vyhovuje.

Závěrečné vyhodnocení posouzení dimenzí stěny.

Kritéria mezních stavů únosnosti.

Byly posouzeny průřezy v patě stěny pro jednotlivé dilatační úseky stěn s různou výškou stěny. Dimenze paty stěny ve všech dilatačních úsecích vyhovuje při posouzení na mezní stav únosnosti s velkou rezervou

Posuzované dimenze stěny vyhovují při posouzení na mezní stav únosnosti.

Kritéria mezních stavů použitelnosti.

Pro namáhání stěny v rovině příčného průřezu jsou kritéria trhlin posouzena v tabulkových kalkulátorech výše společně s kritérii únosnosti. Trhliny od příčného namáhání – zejména od ohybového momentu vyhovují. Pro kvazistálé zatížení dosahuje šířka trhlin $w < 0,150$ mm. Vyhovuje.

V podélném směru je šířka trhlin zejména od omezení volného smrštění stěn betonovaných na desku omezena konstrukčními opatřeními – zhuštěním výztuže na rozteč 100 mm na rubové straně a 150 mm na lícové straně.

V Pardubicích, 01/ 2019

vypracoval ing. Vladimír Zevl