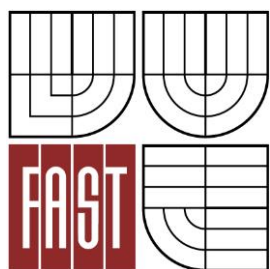




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ANALÝZA PŘÍČIN ZŘÍCENÍ RD BĚHEM VÝSTAVBY

ANALYSIS OF COLAPSE OF FAMILY HOUSE DURING THE HOUSE BUILDING

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

JURAJ BABIK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ STRNAD, Ph.D.

BRNO 2014



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Bakalářskýstudijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Juraj Babik

Název Analýza příčin zřícení RD během výstavby

Vedoucí bakalářské práce Ing. Jiří Strnad, Ph.D.

**Datum zadání
bakalářské práce** 30. 11. 2013

**Datum odevzdání
bakalářské práce** 30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Schémata zadaného objektu (půdorys, řez)

Platné normy z oboru betonových a zděných staveb, geotechniky atd.

Skripta, podklady a opory používané ve výuce na ÚBZK FAST VUT v Brně

Výpočetní programy pro PC

Zásady pro vypracování

Výpočet a výkresy stávající konstrukce (výpočet provést vhodným výpočetním programem, případně ručně provést ověření).

Návrh statického zajištění stěny během výstavby (výpočet, výkresy atd.) dle zadání vedoucího bakalářské práce.

Technická zpráva statické části.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti dle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1) Použité podklady

P2) Statický výpočet

P3) Výkresová dokumentace

P4) Poskytnutá fotodokumentace

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x). Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě dle směrnic a na CD (1x).

Předepsané přílohy

.....
Ing. Jiří Strnad, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Jedním z prvních bodů bylo vypracování výkresů stavu před kolapsem z fotografií které byly podkladem. Zaměřuji se na příčiny a posudky spadlé stěny, které jsou následně porovnány s výsledky ze softwaru. Projekt řeší také posudky štítových stěn, které byly neporušené. Řeším dočasné možnosti vyztužení těchto stěn a porovnávám jednotlivé varianty, přičemž se snažím o jednoduchost a ekonomickou nenáročnost řešení. Výsledkem práce je doporučení jak předejít takovým kolapsem.

Klíčová slova

Zdivo, beton, vítr, ohyb stěny, rodinný dům, vyztužení, vytržení kotvení z betonu, tření ocel-beton

Abstract

One of the first point was to create drawings of a projected state before collapse from photos that I had. The project is aimed on causes and reports of fallen wall, then results are compared with software results. The project solves also reports of gable walls that were intact. I solve temporary options of bracing for these walls, compares each variants while trying to ease and the low cost of solution. The result is recommendation how to prevent collapse of the structure.

Keywords

Masonry, concrete, wind, bending wall, family house, bracing, pulling anchorage from concrete, friction steel-concrete

...

Bibliografická citace VŠKP

Juraj Babik *Analýza příčin zřícení RD během výstavby*. Brno, 2014. 24 s., 38 s. příl.
Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a
zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Jiří Strnad, Ph.D.

Prohlášení:

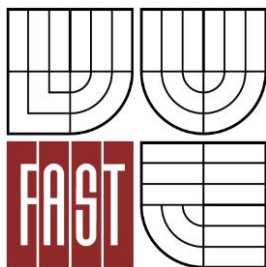
Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 26.5.2014

.....
podpis autora
Juraj Babik

Pod'akovanie:

Rád by som poďakoval vedúcemu mojej bakalárskej práce, Ing. Jířimu Strnadovi, Ph.D., za cenné rady a pripomienky a za čas venovaný konzultáciám počas spracovania mojej bakalárskej práce. Tiež ďakujem svojej rodine za podporu a trpezlivosť počas celého štúdia.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

A1 - TECHNICKÁ SPRÁVA

TECHNICKÁ SPRÁVA

1. ÚVOD

Vypracovaný statický výpočet a projektová dokumentácia riešia spadnutú (pričnú) stenu na 2NP a štítové steny, ktoré boli neporušené. Prvotnou úlohou bolo vypracovanie pôvodných výkresov RD, pretože podkladom boli iba fotografie. Riešené sú príčiny spadnutia priečnej steny, následne sú navrhnuté dočasné vystuženia a vypracované posudky v niekoľkých extrémnych rezoch. Rovnako som postupoval aj pri štítových stenách, kde bolo tiež navrhnuté stuženie, aj keď neboli porušené. Pri návrhu stužujúcich konštrukcií som sa zamerlal aj na vytrhnutie kotvenia z betónovej dosky.

2. KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE

Konštrukčné riešenie bolo realizované na základe statického výpočtu, ktorý pravdepodobne neuvažoval s fázou výstavby, kedy steny nebudú stabilizované strešnou konštrukciou a budú vystavené hlavne zaťaženiu vetrom. Steny boli navrhnuté z muriva YTONG P4-500 pričom spadnutá stena mala hrúbku 250mm a štítové steny sú hrúbky 300mm.

V návrhu stuženia konštrukcií použijem oceľové profily, ktoré by mohli byť pre firmu, ktorá stavbu realizuje ľahko prístupné. Keďže ide o dočasné stuženie, profily sa dajú použiť aj po dokončení stavby. Ide o lešenársku rúru 48,3/3,2 a profilovú oceľ U100, ktorá už bola na stavbe použitá.

3. STATIKA

3.1 SPADNUTÁ STENA

Ide o stenu z muriva YTONG P4-500 -250x249x599 mm. Rozmery steny pred porušením boli: šírka 4400mm, výška 4250mm a hrúbka 250mm pričom na stene sa nachádzali 2 otvory, oba otvory mali rozmer 800x2000 mm. Murivo bolo uložené do návrhovej tenkovrstvej malty M5, ktorá bola nanesená v ložných špárach.

Stuženie steny bolo navrhnuté z roštu z oceľových profilov U100, ktorých bolo vertikálne 5ks a horizontálne 2ks. Rošt bude podopretý lešenárskymi rúrami, ktorých je na celej stene 10ks v dvoch rôznych dĺžkach 4,0m a 3,28m. Keďže z jednej strany steny sa nachádza v betónovej doske schodiskový otvor, rúry budú umiestnené iba z jednej strany. Oceľový rošt na strane otvoru bude k stene prichytený cez závitové tyče, ktoré by prechádzali cez stenu v dvoch úrovniach (vid' výkres vystuženia).

3.2 ŠTÍTOVÉ STENY

Štítové steny sú vymurované z muriva YTONG P4-500, ale s rozmermi 300x250x499 mm. Štítová stena má trojuholníkový tvar vyplývajúci z použitej sedlovej strechy, pričom najväčšia výška nad doskou je 4250mm a šírka na úrovni dosky je 9000mm. Nadmúrovka má výšku 1250mm, vrchný rad po celom obvode RD je veniec vytvorený z tvarovky YTONG U-profilu vyplneného betónom a betonárskou výstužou.

Návrh vystuženia štítových stien je podobne ako u spadnutej steny z valcovaných U100 profilov, ktorých je vertikálne 5ks a horizontálne je iba 1ks. Tento rošt je podopretý 5ks lešenárskych rúr 48,3/3,2 v dĺžkach 4m a 3m. Rošt z vonkajšej strany domu je prichytený ku stene tiež pomocou závitových tyčí (viď výkres vystuženia).

3.3 KOTVENIE

Kotvenie lešenárskych rúr do betónovej dosky bude riešené pomocou kotevnej platne z plechu hrúbky 6mm a rozmermi 250x100mm na ktorej sú zvislo plechy s otvormi. Do koncov rúr sú vložené plechy hrúbky 6mm s otvormi do ktorých sa vloží skrutka ktorá ukotví rúru k platni. Na kotvenie platne k betónovej doske je navrhnutý typ expanzného - ťažkého kotvenia HILTY HSL-3 M8. Hrúbka betónovej dosky je 170mm a predpokladám betón C20/25. Kotvy budú osadené do presných otvorov hĺbky 80mm. Ku každej platni pri štítovej stene bude privarená dvojica lešenárskych rúrok a kotvy budú prenášať sily od oboch týchto rúr.

3.4 KOTVENIE POMOCOU PRITÁŽENIA LEŠENIA

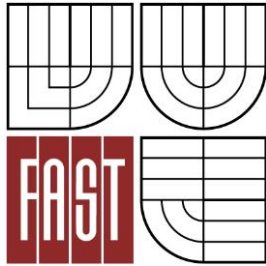
Ak by sa vyskytol problém s podoprením ocelového roštu pomocou lešenárskych trubiek kotvených do betónu, je možnosť zabezpečenia roštu pomocou lešenia, ktoré bude prítiažené určitým zaťažením. Išlo by o klasické rúrové lešenie, pričom sa nesmie zabudnúť na zavetrenie lešenia. Predpokladaný pôdorysný rozmer pre spadnutú stenu je 2,0x4,4m s výškou 3,2m. Na prítiaženie bude potrebné zaťaženie hmotnosťou 9,4t na celú plochu lešenia. Pôdorys lešenia pri štítových stenách by mal rozmer 2,0x5,0m a výšky 3,5m. Navrhnuté je prítiaženie hmotnosťou 8,55t na celú plochu lešenia. Z ocelových roštov budú vypustené krátke lešenárske rúrky dĺžky 1m, ktoré budú privarené o lešenia, čím sa zabezpečí prenos síl do lešenia.

4. ZÁVER

Zámerom je dočasné zabezpečenie konštrukcií, ktoré ešte nie sú stabilizované strešnou konštrukciou. Sú navrhnuté dve varianty kotvenia, pričom je možná ich vzájomná kombinácia v jednotlivých častiach RD. Pri realizácii pomocou prítiaženia lešenia bude potrebný dodatočný statický posudok dosky D1, ktorá by mohla byť extrémne zaťažená. Celé zabezpečenie stien je navrhnuté tak aby sa dalo použiť viac krát a nebolo iba na tento jeden konkrétny prípad.

Ak sa počas prác objaví problém, ktorý tento projekt nerieši, je to potrebné konzultovať so zodpovedným projektantom.

Pri výkone stavebných prác je nutné dbať na bezpečnosť pri výstavbe a dodržiavať pracovné postupy podľa príslušných noriem, vyhlášok a zákonov.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

A2 – SPRIEVODNÁ SPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU

SPRIEVODNÁ SPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU

Do výpočtu vstupuje stále zaťaženie od muriva, ktorého hodnotu sme určili z objemovej hmotnosti konkrétneho murovacieho materiálu. V našom prípade išlo o YTONG P4-500, ktorého objemová hmotnosť je 500kg/m^3 , čo sme zistili na stránkach výrobcu. Po prenasobení tiažovým zrýchlením $g=9,81\text{m/s}^2$ dostávame zaťaženie $4,905\text{N/m}^3$, s ktorým počítame celý výpočet. V závislosti na type posudku sa toto zaťaženie prepočítava buď na 1m, alebo na šírku daného úseku. Vlastná tiaž muriva v stenách spôsobuje iba normálové sily.

Jediné premenné zaťaženie, ktoré vstupuje do statického výpočtu, je zaťaženie vetrom. Prvý krok výpočtu je nájdenie príslušnej veternej oblasti, RD sa nachádza v obci Tišovská Nová Ves. Obec podľa mapy veterných oblastí ČR spadá do III. veternej oblasti s vychádzajúcou základnou rýchlosťou vetra $v_{b,0}=27,5\text{m/s}$. Základnú rýchlosť vetra dostaneme vzťahom $v_b=v_{b,0}*c_{dir}*c_{season}$, kde c_{dir} - súčiniteľ smeru a c_{season} - súčiniteľ ročného obdobia majú hodnotu 1 podľa národnej prílohy k norme ČSN EN 1991-1-4. Referenčná výška spadnutej aj štítových stien je rovnaká, je to výška najvyššieho bodu posudzovanej konštrukcie nad terénom. Konštrukčná výška 1NP je 3,17m a k tomu pripočítame výšku konštrukcií, čo je 4,25m, čím dostaneme $z_e=7,42\text{m}$. Ďalším potrebným parametrom je stredná rýchlosť vetra $v_{m,z}=c_{r,z}*c_{0,z}*v_b$. $C_{0,z}$ je súčiniteľ orografie, výpočet sa riadi prílohou A3, kde sa počíta zvlňenie terénu. Zvlňenie som počítal pomocou programu GoogleEarth, kde som si odčítal nadmorské výšky v okolí stavby a určil som si sklon okolitého terénu. Výsledný sklon mi vyšiel menší ako 5% a teda hodnota $c_0=1$. Súčiniteľ $c_{r,z}$ vyjadruje drsnosť terénu, určil som že RD sa nachádza v I. kategórii terénu pretože ide o otvorenú, rovinnú oblasť takmer bez prekážok. Z tabuľky kategórií terénu som odčítal hodnoty $z_0=0,01\text{m}$ a $z_{min}=1\text{m}$ a dopočítal $c_{r,z}$. Vo výpočte sa zohľadňujú aj turbulencie vetra $I_{v,z}$, ktorých výpočet závisí na súčiniteli turbulencie, jeho hodnotu je odporúčané uvažovať 1, a predchádzajúcich charakteristikách. Pre vyjadrenie hodnoty maximálneho dynamického tlaku vetra som bral vypočítané hodnoty $I_{v,z}=0,151$ $v_{m,z}=30,91\text{m/s}$ amernú hmotnosť vzduchu som uvažoval $1,25\text{kg/m}^3$. Výsledná hodnota maximálneho dynamického tlaku $q_{p,z}=1,228\text{kN/m}^2$.

Výsledný tlak vetra w_e na plochy stien závisí na hodnotách maximálneho dynamického tlaku $q_{p,z}$ a súčiniteli tlaku $c_{p,net}$. Súčiniteľ tlaku som odčítal z tabuľky doporučených hodnôt pre voľne stojace steny. Jeho hodnota je závislá na súčiniteli plnosti ϕ , ktorý vyjadruje pomer medzi plnou plochou a celkovou plochou steny. V prípade spadnutej steny bol tento súčiniteľ $\phi=0,829$ a u štítových stien mal hodnotu $\phi=0,8136$. Súčiniteľ plnosti je jediný súčiniteľ, ktorý je odlišný pre spadnutú a štítovú stenu. Hodnoty $c_{p,net}$ sme dostali interpoláciou tabuľkových hodnôt, kde sme uvažovali steny bez vedľajšieho priečelia a s pomerom $l/h\leq 3$ (viď statický výpočet).

Výsledný tlak vetra pôsobí na steny v rôznych zónach a každej zóne pripadá iná hodnota tlaku. Na spadnutej stene sú 2 zóny pretože $4,4\leq(2*4,25)\Rightarrow l\leq 2h$, zóna A je široká 0,3h a tlak vetra $w_e=1,67\text{kN/m}^2$. Zóna B je na ostatnej ploche steny a hodnota tlaku vetra je $1,51\text{kN/m}^2$. Štítové steny majú 3 zóny pretože $9\leq(4*3,25)\Rightarrow l\leq 4h$, zóna A je široká 0,3h a tlak vetra $w_e=1,566\text{kN/m}^2$. Zóna B je široká od 0,3h do 2h a hodnota tlaku vetra je $w_e=1,491\text{kN/m}^2$. Ostatná časť štítovej steny je zóna C, na ktorú fúka vietor s tlakom $w_e=1,474\text{kN/m}^2$.

Vietor môže pôsobiť na posudzované steny z oboch strán a preto som vytvoril zaťažovacie stavy vietor zľava a vietor sprava pričom jediný rozdiel je v tom, že hodnota tlaku vetra má opačné znamienko (smer).

Vlastnosti muriva som získal zo stránok výrobcu, kde všetky steny sú vymurované z YTONG P4-500, ktorého normalizovaná pevnosť v tlaku je $f_b=4,2\text{N/mm}^2=4,2\text{MPa}$. Na web-stránkach výrobcu som našiel, že ide o tvárnice kategórie I. Tvárnice som zaradil do skupiny 1 podľa množstva otvorov, pretože podiel dierovania je menší ako 25%. Pri dodržaní všetkých postupov počas výstavby sa predpokladá trieda prevádzania 3. Pri murovaní je použitá malta návrhová- tenkovrstvá M5 s priemernou pevnosťou malty v tlaku $f_m=5\text{MPa}$, hodnota je zo stránok výrobcu a fotografií, ktoré boli podkladom. Súčiniteľ spoľahlivosti γ_m dostaneme z tabuľky pre triedu 3, prvky kategórie I, na návrhovú maltu má hodnotu $\gamma_m=2,0$. Súčiniteľ K je odčítaný z tabuľky v norme a má hodnotu $K=0,8$ pre maltu pre tenké špáry a pórobetónové tvárnice, pričom je to vymurované v jednej vrstve.

Z týchto hodnôt je potom charakteristická pevnosť v tlaku $f_k=K*f_b^{0,7}*f_m^{0,3}=0,8*4,2^{0,7}*5^{0,3}=3,54\text{MPa}$. Hodnota spĺňa podmienku, že je menšia ako 20MPa. Následne návrhová pevnosť je podiel charakteristickej pevnosti v tlaku a súčiniteľu materiálu $f_d=f_k/\gamma_m=1,77\text{MPa}$.

Pri overení únosnosti spadnutej steny som spočítal charakteristické hodnoty vnútorných síl a to normálové sily od vlastnej tiaže, posúvajúce sily od spojitého zaťaženia vetrom v zóne A aj B a momenty od zaťaženia vetrom v zóne A aj B. Výpočet som spravil pomocou základných princípov stavebnej mechaniky a stenu som uvažoval ako votknutú. Tieto vnútorné sily som počítal na bežný meter steny. Hodnoty ktoré vyšli ručným výpočtom sa zhodujú s výsledkami softwarovými – SCIA(vid' príloha). Posudky spadnutej steny som začal najprv posudkom štíhlosti $h_{ef}/t_{ef} \leq 27$. Efektívna výška sa prenásohuje súčiniteľom $\rho=2$ keďže ide o konzolu, potom $h_{ef}=2*4,25=8,5\text{m}$. Hrúbka spadnutej steny je 0,25m, potom $h_{ef}/t_{ef}=8,5/0,25=34 \Rightarrow 34 \geq 27$ a tým pádom takto štíhla stena by ani nemala byť navrhnutá. V pôvodnom projekte sa asi nepredpokladalo, že stena bude v niektorej z fáz dlhodobejšie fungovať ako konzola.

Pevnosť v ohybe muriva v rovine rovnobežnej s ložnou špárkou som vypočítal vzorcom $f_{xk1}=0,035*f_b=0,035*4,2=0,147\text{MPa}$. V rovine kolmo na ložné špáry vyšla hodnota pevnosti v ohybe $f_{xk2}=0,30\text{MPa}$, posudzoval som na menšiu s týchto dvoch hodnôt, pretože toto porušenie by nastalo skôr, čo je vidieť aj na fotkách zo zadania, že stena sa porušila v ložných špárach. Návrhová pevnosť v ohybe potom bola $F_{xd1}=f_{xk1}/\gamma_m=0,147/2,0=0,0735\text{MPa}$. Únosnosť som ešte zvyšoval normálovým napätím, pre zónu A bol výpočet nasledovný: $\sigma_d=(N_{ek}*\gamma_g)/(t*b)$, kde N_{ek} je charakteristická normálová sila, γ_g je súčiniteľ spoľahlivosti pre zaťaženie, ktorý má hodnotu $\gamma_g=1,0$, pretože vlastná tiaž v tomto prípade pôsobí priaznivo. Hodnota b je šírka, na ktorú počítam únosnosť, teraz počítam na bežný meter, $b=1\text{m}$, $t=0,25\text{m}$, čo je hrúbka steny. Z týchto hodnôt vyjde normálové napätie 20,84kPa, ktoré musí byť menšie ako $0,2*f_d=0,2*1,77=0,354\text{kPa}$, takže môžem zvyšovať pevnosť v ohybe. Výsledná zvýšená návrhová pevnosť je súčet návrhovej pevnosti F_{xd1} a normálového napätia, $F_{xd}=F_{xd1}+\sigma_d$ pre spadnutú stenu v zóne A platí nasledujúce $F_{xd}=0,0735+0,021=0,095\text{Mpa}=95\text{kPa}$. Návrhový moment únosnosti sa potom spočíta ako $M_{rd}=F_{xd}*w_y=95*0,0104=0,988\text{kNm}$, kde w_y je prierezový modul, vypočítal som ho dosadením do vzorca $w_y=(b*t^2)/6$, ktorý patrí medzi základné prierezové charakteristiky.

Posledným krokom posudku zóny A, spadnutej steny je záverečný posudok, kde musí platiť, že $M_{ed} \leq M_{rd}$, pričom M_{ed} dopočítam prenásobením charakteristického momentu M_{ek} súčiniteľom spoľahlivosti $\gamma_q=1,5$, keďže ide o moment od premenného zaťaženia. Po dosadení dostávam $22,62 \geq 0,988\text{kNm}$, z čoho vyplýva, že stena je poddimenzovaná a to potvrdzuje, že pri týchto okolnostiach mala spadnúť. Na základe tohto posudku následne navrhujem vystuženie a snažím sa, aby posudok vyhovoval.

Rovnako som postupoval aj v prípade zóny B spadnutej steny, kde sa zmenila hodnota zaťaženia vetrom. Ručné výpočty sa zhodujú s výsledkami softwarovými – SCIA(vid' príloha). Pre opačný smer vetrom som posudky nerobil, pretože hodnoty budú rovnaké keďže sa mení iba smer pôsobenia vetra a nie hodnoty tlaku vetra.

Spadnutú stenu som namodeloval do SCIE(vid' príloha) a skúšal som rôzne varianty vystuženia, nakoniec som použil 5ks zvislých U100 profilov, ktoré sú namodelované ako rebrá a cez ne vodorovne prechádzajú 2ks U100 profily v miestach napojenia podpier. Podpery sú kĺbovo pripojené na vystuženie a ukotvené sú do dosky v jednom mieste. Túto konštrukciu som zaťažil vetrom (LC2) zľava a vetrom sprava pričom majú rovnaké hodnoty ale opačný smer. Druhým zaťažovacím stavom je vlastná tiaž (LC1). Vytvoril som si návrhovú kombináciu, kde som kombinoval LC1 so súčiniteľom 1,0 a LC2 s 1,5(vid' príloha). Na ploche som si vytvoril rezy pre zobrazenie výsledkov v extrémnych miestach, ktoré vznikli v rovinách ukotvenia podpor, kde vznikajú momentové špičky. Na rezoch som dal zobrazit' priemerné výsledky, ktoré mi špičky rozložili do celej šírky steny. Rez bol dlhý cez celú šírku, pretože momenty mali rovnakú orientáciu po celej šírke- nemenili sa z kladných na záporné. Dostal som hodnoty v rezoch pre 2 smery vetra- zľava,sprava..

Posudok v extrémnom reze v mieste A som robil na väčšiu z návrhových hodnôt $m_{ed}=0,72\text{kNm/m}$, ktorú vyvolal vietor zľava. Ďalej som spočítal návrhové napätie v tlaku, ktoré som počítal na celú šírku podľa vzorca $\sigma_d=(N_{ek}*\gamma_g)/(t*b)$, kde N_{ek} je charakteristická hodnota muriva nad daným rezom - priťaženie, γ_g je súčiniteľ spoľahlivosti pre zaťaženie, ktorý ma hodnotu $\gamma_g=1,0$ pretože vlastná tiaž v tomto prípade pôsobí priaznivo. B je šírka posudzovaného úseku v tomto prípade šírka celej steny $b=4,4\text{m}$ a t je hrúbka muriva $t=0,25\text{m}$. V mieste A má priťaženie hodnotu $\sigma_d= 5,22\text{kPa}$, čo je menej ako 20% návrhovej pevnosti muriva v tlaku, takže to môžem započítať v plnej hodnote. Zvýšená návrhová pevnosť mi potom vyšla zo vzťahu $F_{xd}=F_{xd1}+\sigma_d$, kde F_{xd1} má hodnotu z predchádzajúcich výpočtov $0,0735\text{MPa}$. Zvýšená návrhová pevnosť pre rez v mieste A spadnutej steny vyšla $F_{xd}=0,0787\text{MPa}$. Návrhový moment sa spočíta $M_{rd}= F_{xd}*w_y$, kde prierezový modul počítam na celú šírku steny a má hodnotu $w_y=(b*t^2)/6=(4,4*0,25^2)=0,0458\text{m}^3$.

Posudok v mieste A spadnutej steny je $M_{ed}\leq M_{rd}$ kde M_{ed} spočítam z momentu $m_{ed}=0,72\text{kNm/m}$ prenášobením šírkou rezu, $M_{ed}=0,72*4,4=3,168\text{kNm}$. Výsledný posudok vyhovuje únosnosti muriva v ohybe $3,168\leq F_{xd}*w_y= 3,604\text{kNm}$.

Rovnako sa posudzuje aj spadnutá stena v mieste B, kde je odlišná hodnota návrhového momentu od zaťaženia ktorú získam ako väčšiu z hodnôt v závislosti na smere vetra, v mojom prípade je rozhodujúci vietor zľava a hodnota momentu v mieste B je $m_{ed}=0,68\text{kNm/m}$. Posudok v mieste B sa líši priťažením, kde v tomto mieste ma návrhové napätie väčšiu hodnotu z dôvodu väčšej masy muriva nad rezom. $\sigma_d= 10,44\text{kPa}$. Potom zvýšená návrhová pevnosť vyšla $F_{xd}=0,0839\text{MPa}$.

Posudok v mieste B spadnutej steny je $M_{ed}\leq M_{rd}$, kde M_{ed} spočítam z momentu $m_{ed}=0,68\text{kNm/m}$ prenášobením šírkou rezu, $M_{ed}=0,68*4,4=2,992\text{kNm}$. Výsledný posudok vyhovuje únosnosti muriva v ohybe $2,992\leq F_{xd}*w_y= 3,84\text{kNm}$ (prierezový modul sa nezmenil). Z posudkov vyplýva, že stena je vystužená dostačujúco na zaťaženie vetrom.

Posudky podpier spadnutej steny sú rozdelené na 2 časti, keďže podpera môže byť tlačená alebo ťahaná. Kombinácia ostala rovnaká, akurát som zmenil súčiniteľ spoľahlivosti pre vlastnú tiaž konštrukcie na $\gamma_g=1,5$. Pri vetre z ľavej strany vzniká v podperách ťah, kde

najväčšia hodnota je v strednej podpere a má hodnotu 7,64kN(vid' príloha). Posudok na ťah lešenárskej rúry závisí na ploche prierezu ktorá je $A=0,453 \cdot 10^{-6} \text{m}^2$ a hodnote medze klzu ocele ktorá je $f_y=235 \text{MPa}$. Súčiniteľ spoľahlivosti materiálu má hodnotu 1,0. Únosnosť v ťahu oceleovej rúry: $N_{rd}=(A \cdot f_y)/\gamma_{m0}=106,46 \text{kN}$. $N_{ed} \leq N_{rd} \Rightarrow 7,64 \leq 106,46 \text{kN}$, prierez na ťah vyhovuje. Výpočet únosnosti softwarom SCIA designforms vyšiel 106,0kN(vid' výsledky).

Posudok na vzper rúry závisí na vzpernej dĺžke, ktorá pre dlhšie podpery, ktoré idú do miesta A spadnutej steny je $l_y=l_z=4,0 \text{m}$. Moment zotrvačnosti je rovnaký k ose x aj k ose y a vypočíta sa ako rozdiel momentu zotrvačnosti väčšieho kruhu($d=48,3 \text{mm}$) a menšieho kruhu($d=41,9 \text{mm}$). Moment zotrvačnosti kruhu je $I=(\pi \cdot d^4)/4$. Výsledný moment zotrvačnosti rúry je $I_y=I_z=116 \cdot 10^{-9} \text{m}^4$. Medza klzu je $f_y=235 \text{MPa}$, modul pružnosti v ťahu je $E=210 \text{GPa}$, plocha $A=453 \cdot 10^{-6} \text{m}^2$. Súčiniteľ imperfekcie je $\alpha=0,21$ pre duté prierezy valcované za tepla z ocele S235. Najprv som spočítal kritickú silu $N_{cr}=(\pi^2 \cdot E \cdot I)/L_{cr}^2=15,03 \text{kN}$. Potom pomerná štíhlosť je $\lambda=\sqrt{(A \cdot f_y)/N_{cr}}=2,66$. Následne dopočítam súčiniteľ imperfekcie $\phi=0,5 \cdot [1+\alpha \cdot (\lambda-0,2) \cdot \lambda^2]=4,3$ a súčiniteľ vzpernosti $\chi=1/[\phi+\sqrt{(\phi^2-\lambda^2)}]=0,13$. Zo súčiniteľom vzpernosti viem dopočítať únosnosť v tlaku $N_{rd}=A \cdot \chi \cdot f_y/\gamma_{m0}=453 \cdot 10^{-6} \cdot 0,13 \cdot 235 \cdot 10^3/1=13,9 \text{kN}$. Návrhová tlaková sila je 7,46kN. Posudok na vzper vyhovuje, lebo $N_{ed} \leq N_{rd} \Rightarrow 7,46 \leq 13,9 \text{kN}$. Hodnota N_{rd} zo softwaru SCIA designforms vyšla 13,86kN(vid' príloha). Navrhnuté podpery v mieste A vyhovujú maximálnemu namáhaniu.

Podpery v mieste B spadnutej steny sú posudzované rovnakým postupom, ale zmenia sa normálové sily, ktoré v nich pôsobia a vzperná dĺžka sa skrúti na 3,28m(vid' príloha). Výsledné posudky na ťah a tlak vyšli približne rovnako v porovnaní s výsledkami zo softwaru SCIA designforms, rozdiel vo výsledkoch môže byť spôsobený zaokrúhľovaním.

Posudok kotvenia je z 2 častí, prvá sa zaoberá vytrhnutím skrutky z betónovej dosky a druhá porušením skrutky horizontálnou silou- strih. Návrhové reakcie v podporách som odčítal zo SCIE a pre posudok som použil maximálnu vertikálnu a horizontálnu silu. Vertikálna pri spadnutej stene mala hodnotu 9,43kN, horizontálna 8,66kN.

Vytrhnutiu z betónu vzdoruje šmyková plocha ktorá sa roznáša pod 45° uhlom a vytvára okolo skrutky kužeľovú plochu. Spočítal som plochu komolového kužeľa pomocou vzorca $S=\pi \cdot (r_1+r_2) \cdot \sqrt{[h^2+(r_1-r_2)^2]}$ kde r_1 je polomer hornej podstavy kužeľa (väčší) a r_2 je polomer dolnej podstavy- v mojom prípade je to polomer skrutky, a h je výška skrutky v betóne. Z tohto vzťahu dostanem vzdorujúcu plochu ktorá mi vyšla $S=0,031 \text{m}^2$. Plochy skrutiek sa neprekrývajú, preto som nepočítal plochu skupiny kotiev, ale iba jednu samostatnú plochu. Následne som spočítal minimálnu šmykovú únosnosť betónu $v_{\min}=0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$. Predpokladal som betón C20/25 s pevnosťou v tlaku $f_{ck}=20 \text{MPa}$. Keďže som nevedel aká je výstuž v doske a tiež som nevedel účinnú výšku, tak som súčiniteľ výšky k nechal rovný jednej, je to na stranu bezpečnú, pretože v doske bude určite výstuž. v_{\min} malo potom hodnotu $0,157 \text{MPa}=0,157 \cdot 10^6 \text{N/m}^2$. Vďaka tomu som dopočítal návrhovou únosnosť jednej skrutky vzťahom $V_{rd}=S \cdot v_{\min}=0,031 \cdot 0,157 \cdot 10^6=4,867 \text{kN}$. Silu som prenášobil počtom skrutiek v spoji, čo je 2 a dostávam výslednú vertikálnu silu, ktorú dokáže preniesť spoj bez toho, aby sa vytrhol, $V_{rd}=2 \cdot 4,867=9,734 \text{kN}$, čo je väčšie ako návrhová sila v podpore 9,43 – posudok na vytrhnutie vyhovuje. Využitelnosť je dosť veľká ale je to zjednodušený výpočet, pri ktorom som zanedbal výstuž v betóne, ktorá by únosnosť zvýšila.

Posudok strihu závisí hlavne na ploche skrutky a medzi pevnosti skrutky. Z web- stránok výrobcu kotiev som zistil, že ide o skrutky triedy 8.8 ktorých medza pevnosti je $f_{ub}=800 \text{N/mm}^2$ a z normy som odčítal súčiniteľ $\alpha_v=0,5$. Plocha jednej skrutky M8 je

$A=50,27\text{mm}^2$. Únosnosť v strihu sa spočíta $F_{rd} = \alpha_v * A * f_{ub} = 16,09\text{kN}$ čo je únosnosť jednej skrutky takže výsledná $F_{rd} = 2 * 16,09 = 32,18\text{kN}$. Posudok na strih vyhovuje, takže navrhnutý spoj je dostatočný. Predbežný návrh som robil pomocou softwaru HILTI Profis Anchor, kde som hľadal hlavne druh kotvy a navrhoval som rozmery oceľovej platne.

Návrh prítlačenia lešenia bol závislý na súčiniteli trenia c_{fr} . Ten som odčítal z tabuliek technického sprievodcu č.19 pre oceľ a mokrý betón, má hodnotu $c_{fr} = 0,30$. Zo softwaru som odčítal vodorovné reakcie $\sum N$, prítlačenie lešenia F je potom podiel týchto reakcií a súčiniteľa trenia: $F = \sum N / c_{fr}$. Výsledné minimálne prítlačenie na celé lešenie vyšlo $99,3\text{kN}$ a navrhol som prítlažiť minimálne $9,94\text{t}$. Vlastnú tiaž lešenia som zanedbal, je to na stranu bezpečnú.

Štítovú stenu neposudzujem ako celú stenu, ale iba jej časť, ktorá sa nachádza nad vencom, ktorý je po celom obvode RD, pretože on nadmúrovku stužuje. Ručný výpočet som robil v kritických rezoch v jednotlivých zónach, posudok 1 je nad oknom v zóne B. Stenu som riešil ako votknutý prút zaťažovaný vlastnou tiažou $4,91\text{kN/m}^3$ a tlakom vetra s hodnotou $1,491\text{kN/m}^2$. Vnútorne sily som spočítal na bežný meter konštrukcie, kde vznikajú normálové sily od vlastnej tiaže a posúvajúce sily a momenty od zaťaženia vetrom. Výpočet som spravil pomocou základných princípov stavebnej mechaniky a stenu som uvažoval ako votknutú, počítal som v charakteristických hodnotách. Hodnoty, ktoré vyšli ručným výpočtom sa zhodujú s výsledkami softwarovými – SCIA(vid'. príloha).

Prvý posudok rezu 1-štíhlosť steny vyhovela, keďže išlo o konzolu tak $h_{ef} = \rho * h$ kde ρ má hodnotu 2 pre konzolu a $t_{ef} = 0,3\text{m}$. Posudok $h_{ef} / t_{ef} \leq 27$ vyhovela(vid'. statický výpočet). Výpočet pevnosti v ohybe mal rovnaký postup ako pri spadnutej stene, kde vyšli hodnoty $f_{xk1} = 0,035 * f_b = 0,035 * 4,2 = 0,147\text{MPa}$, $f_{xk2} = 0,30\text{MPa}$ počítal som s menšou z hodnôt, pretože porušenie v jej smere nastane skôr, ide o porušenie rovnobežne s ložnými špármi- f_{xk1} . Návrhová pevnosť v ohybe je potom $F_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,147 / 2,0 = 0,0735\text{MPa}$. Únosnosť som opäť zvyšoval návrhovým normálovým napätím, ktoré som vypočítal vzťahom $\sigma_d = (N_{ek} * \gamma_g) / (t * b)$ a počítal som to na bežný meter steny. Výsledné napätie vyšlo $7,37\text{kPa} \leq 0,2 * f_{td} = 354\text{kPa}$ -bral som celú hodnotu napätia. Zvýšená návrhová pevnosť muriva bola potom $F_{xd} = F_{xd1} + \sigma_d$ pre rez 1 štítovej steny vyšla $80,9\text{kPa}$. Túto hodnotu som prenášobil prierez. modulom $w_y = (b * t^2) / 6$ ktorý som počítal pre meter steny: $w_y = (1 * 0,3^2) / 6 = 0,015\text{m}^3$ a dostal som návrhový moment únosnosti $M_{rd} = F_{xd} * w_y = 1,214\text{kNm}$. Charakteristický moment ktorý som si vypočítal ručne som prenášobil súčiniteľom spoľahlivosti $\gamma_q = 1,5$, keďže ide o moment od premenného zaťaženia, návrhový moment mal potom hodnotu $M_{ed} = M_{ek} * \gamma_q = 1,68 * 1,5 = 2,52\text{kNm}$. Návrhový moment mal väčšiu hodnotu ako moment únosnosti a preto stena nevyhovela, napriek tomu sa stena podľa fotografií neporušila, čo je spôsobené tým, že na ňu vietor nefúkal s dostatočne veľkým tlakom.

Posudok v reze 2 bola opäť konzola, ktorá má výšku $0,75\text{m}$ a vietor na ňu pôsobí s intenzitou zóny A $w_e = 1,566\text{kN/m}^3$. Vnútorne sily som spočítal na bežný meter konštrukcie, kde vznikajú normálové sily od vlastnej tiaže a posúvajúce sily a momenty od zaťaženia vetrom. Výpočet som spravil pomocou základných princípov stavebnej mechaniky a stenu som uvažoval ako votknutú, počítal som v charakteristických hodnotách. Hodnoty ktoré vyšli ručným výpočtom sa zhodujú s výsledkami softwarovými – SCIA(vid'. príloha).

Pevnosť v ohybe bola rovnaká ako v predchádzajúcich výpočtoch $F_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_m = 0,147 / 2,0 = 0,0735\text{MPa}$, ale zmenila sa hodnota prítlačenia, pretože konštrukcia mala inú výšku, šírku beriem jeden bežný meter steny. Návrhové napätie potom vyšlo $\sigma_d = 3,67\text{kPa}$. Zvýšenú pevnosť muriva som spočítal vzťahom $F_{xd} = F_{xd1} + \sigma_d = 0,0735 + 0,00367 = 0,0772\text{MPa} = 77,2\text{kPa}$.

Návrhový moment únosnosti sa dopočíta $M_{rd} = F_{xd} * w_y$, pričom hodnota prierezového modulu sa nemení $w_y = 0,015m^3 \Rightarrow M_{rd} = 77,2 * 0,015 = 1,158kNm$. Charakteristický moment, ktorý som si vypočítal ručne som prenásobil súčiniteľom spoľahlivosti $\gamma_q = 1,5$ keďže ide o moment od premenného zaťaženia, návrhový moment mal potom hodnotu $M_{ed} = M_{ek} * \gamma_q = 0,44 * 1,5 = 0,66kNm \Rightarrow$ stena v reze 2 vyhovuje lebo $M_{rd} = 1,158kNm$.

Posudok v zóne C som nerobil, pretože tam je tlak vetra najmenší a konzola by mala podobnú dĺžku ako v posudku 2. Predpokladám, že stena v zóne C vyhovuje na účinky vetra.

Pretože stena nevyhovela v jednom z posudkov, navrhol som vystuženie pre prípad, že by stena bola zaťažená maximálnym tlakom vetra. Model štítovej steny som v SCII vertikálne vystužil oceľovými U100 profilmi-rebra a hľadal som ich najvýhodnejšie umiestnenie. Vodorovná stabilita je zaistená 2ks U100, ktoré sú klbovo podopreté lešenárskymi rúrami. Výsledné umiestnenie je vidno v prílohách. Stenu som v softwari SCIA zaťažil tromi rôznymi tlakmi vetra, pričom na jednu konštrukciu pôsobí vietor zľava a na druhú pôsobí sprava. Vytvoril som si návrhovú kombináciu, kde vlastná tiaž LC1 má súčiniteľ spoľahlivosti 1,0 a premenné zaťaženie LC2 má súčiniteľ 1,5. Vystuženú stenu som posudzoval 2 extrémnych rezoch, ktoré sú v úrovniach podoprenia steny lešenárskou rúrou, v týchto miestach vznikajú momentové špičky. Špičky som redukoval rovnakým princípom ako v spadnutej stene, vytvoril som rezy, ktoré mali rôznu šírku tak, aby neboli v úsekoch s rôznymi znamienkami momentov.

Prvý rez v mieste A je 0,75m od vrchu štítovej steny a návrhový moment má hodnotu $m_{ed} = 0,36kNm/m$. Šírka steny v danom reze je $b_{eff} = 2,92m$, po prenasobení dostanem návrhový moment $M_{ed} = 0,36 * 2,92 = 1,05kNm$. Spočítal som návrhové napätie v tlaku na efektívnu šírku podľa vzorca $\sigma_d = (N_{ek} * \gamma_g) / (t * b)$, kde N_{ek} je charakteristická hodnota muriva nad daným rezom - prítáženie, γ_g je súčiniteľ spoľahlivosti pre zaťaženie, ktorý má hodnotu $\gamma_g = 1,0$ pretože vlastná tiaž v tomto prípade pôsobí priaznivo. B je šírka posudzovaného úseku v tomto prípade šírka celej steny $b = b_{eff}$ a t je hrúbka muriva $t = 0,30m$. Charakteristickú normálovú silu som spočítal z plochy nad rezom $S = 1,77m^2$ - odčítaná z CADu, hrúbky muriva t a objemovej tiaže muriva $g = 4,91kN/m^3$. Výsledné napätie 2,98kPa je menšie ako $0,2 * f_d = 354$ takže do výpočtu beriem celú hodnotu prítáženia. Výslednú zvýšenú návrhovú pevnosť dostanem súčtom $F_{xd} = F_{xd1} + \sigma_d = 0,0735 + 0,00298 = 0,0765kPa$. Návrhový moment únosnosti vypočítam vzťahom $M_{rd} = F_{xd} * w_y$, kde prierezový modul má hodnotu $w_y = (2,92 * 0,3^2) / 6 = 0,044m^3 \Rightarrow M_{rd} = 76,5 * 0,044 = 3,366kNm \geq M_{ed} = 1,05kNm$. Stena v mieste rezu A odolá účinkom vetra.

Rovnako som postupoval aj v mieste B- úroveň nižších podpier, kde sa zmenila plocha nad rezom $S = 2,15m^2$, šírka $b_{eff} = 2,24m$ a návrhový moment odčítaný zo SCIE (vid' príloha) mal hodnotu $m_{ed} = 1,0kNm/m$. Po prenasobení efektívnou šírkou vyšiel návrhový moment veľkosti 2,24kNm. Taktiež sa zmenila aj hodnota prierezového modulu z dôvodu inej efektívnej šírky ako aj hodnota prítáženia, pretože bola iná plocha nad úrovňou rezu.

Tieto posudky som robil pre hodnotu väčšiu z návrhových momentov od vetra zľava a vetra sprava (vid' príloha). Posudkami štítovej steny sme si overili, že stena je vystužená dostatočne a že murivo prenesie sily od zaťaženia vetrom a vlastnej tiaže.

Posudky podoprenia oceľového roštu sú 2 typov, a to posudky na vzper a posudky na ťah v závislosti na smere vetra. Kombinácia zaťaženia ostala rovnaká, akurát som zmenil súčiniteľ spoľahlivosti pre vlastnú tiaž konštrukcie na $\gamma_g = 1,5$. Pri vetre z ľavej strany vzniká v podperách ťah, kde najväčšia hodnota je v strednej podpere a má hodnotu 11,54kN (vid'

príloha). Posudok na ťah lešenárskej rúry závisí na ploche prierezu ktorá je $A=0,453 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ a hodnote medze klzu ocele, ktorá je $f_y=235 \text{ MPa}$. Súčiniteľ spoľahlivosti materiálu má hodnotu 1,0. Únosnosť v ťahu ocele rúry: $N_{rd}=(A \cdot f_y)/\gamma_{m0}=106,46 \text{ kN}$. $N_{ed} \leq N_{rd} \Rightarrow 11,54 \leq 106,46 \text{ kN}$, prierez na ťah vyhovuje. Výpočet únosnosti softwarom SCIA designforms vyšiel 106,0kN(vid' výsledky).

Posudok na vzper rúry závisí na vzpernej dĺžke ktorá pre dlhšiu podporu, ktorá ide do miesta rezu A štítovej steny je $l_y=l_z=4,0 \text{ m}$. Moment zotrvačnosti je rovnaký k ose x aj k ose y a vypočíta sa ako rozdiel momentu zotrvačnosti väčšieho kruhu ($d=48,3 \text{ mm}$) a menšieho kruhu ($d=41,9 \text{ mm}$). Moment zotrvačnosti kruhu je zo vzťahu $I=(\pi \cdot d^4)/4$. Výsledný moment zotrvačnosti rúry je $I_y=I_z=116 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4$. Medza klzu je $f_y=235 \text{ MPa}$, modul pružnosti v ťahu je $E=210 \text{ GPa}$, plocha $A=453 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$. Súčiniteľ imperfekcie je $\alpha=0,21$ pre duté, valcované prierezy za tepla z ocele S235. Najprv som spočítal kritickú silu $N_{cr}=(\pi^2 \cdot E \cdot I)/L_{cr}^2=15,03 \text{ kN}$. Potom pomerná štíhlosť je $\lambda=\sqrt{(A \cdot f_y)/N_{cr}}=2,66$. Následne dopočítam súčiniteľ imperfekcií $\phi=0,5 \cdot [1+\alpha \cdot (\lambda-0,2) \cdot \lambda^2]=4,3$ a súčiniteľ vzpernosti $\chi=1/[\phi+\sqrt{(\phi^2-\lambda^2)}]=0,13$. Zo súčiniteľom vzpernosti viem dopočítať únosnosť v tlaku $N_{rd}=A \cdot \chi \cdot f_y/\gamma_{m0}=453 \cdot 10^{-6} \cdot 0,13 \cdot 235 \cdot 10^3/1=13,84 \text{ kN}$. Návrhová tlaková sila je 11,73kN. Posudok na vzper vyhovuje lebo $N_{ed} \leq N_{rd} \Rightarrow 11,73 \leq 13,9 \text{ kN}$. Hodnota N_{rd} zo softwaru SCIA designforms vyšla 13,86kN(vid' príloha). Navrhnuté podpery v mieste A vyhovujú maximálnemu namáhaniu.

Podpery v mieste B štítovej steny sú posudzované rovnakým postupom ale zmenia sa normálové sily, ktoré v nich pôsobia a vzperná dĺžka sa skrúti na 3,0m(vid' príloha). Výsledné posudky na ťah a tlak vyšli približne rovnako s výsledkami zo softwaru SCIA designforms, rozdiel vo výsledkoch môže byť spôsobený zaokrúhľovaním. Navrhnuté podpery dokážu preniesť zaťaženie od maximálneho tlaku vetra.

Posudok kotvenia má 2 časti, v prvej sa zaoberám vytrhnutím skrutky z betónovej dosky a v druhej porušením skrutky horizontálnou silou- strih. Návrhové reakcie v podporách som odčítal zo SCIE a pre posudok som použil maximálnu vertikálnu a horizontálnu silu. Vertikálna sila pri štítovej stene mala hodnotu 10,12kN, horizontálna 5,94kN.

Vytrhnutiu skrutky z betónu vzdoruje šmyková plocha, ktorá je tvorená okolo skrutky pod uhlom 45° . V tomto riešení sa nevytvoril iba samostatný kužeľ pretože skrutky boli bližšie pri sebe a prekrývali sa, takže posudok bol riešený ako skupina kotiev. Celková vzdorujúca plocha bola tvorená 2 symetrickými polkami kužeľa a 2 obdĺžnikmi(vid' statický výpočet). Táto vzdorujúca oblasť mala plochu $S=0,065 \text{ m}^2$. Minimálna únosnosť v šmyku sa spočítala rovnakým postupom ako u spadnutej steny, so zanedbaním výstuže v doske a mala hodnotu $v_{min}=0,157 \text{ MPa}$. Maximálnu návrhovú silu, ktorú prenesú kotvy bez vytrhnutia som spočítal prenasobením v_{min} a S . Výsledná hodnota bola $V_{rd}=0,157 \cdot 10^6 \cdot 0,065=10,21 \text{ kN}$. Posudok vytrhnutia kotiev z betónu vyhovoval, pretože platila podmienka $V_{ed} \leq V_{rd}$.

Posudok strihu závisí hlavne na ploche skrutky a medzi pevnosti skrutky. Keďže som použil rovnaké skrutky v spadnutej stene aj teraz, tak únosnosť v strihu bude rovnaká $F_{rd}=16,09 \text{ kN}$ čo je únosnosť jednej skrutky takže výsledná $F_{rd}=2 \cdot 16,09=32,18 \text{ kN}$. Podmienka $F_{ed} \leq F_{rd}$ platí, takže kotvenie je dostačujúce. Predbežný návrh som robil pomocou softwaru HILTI ProfisAnchor, kde som hľadal hlavne druh kotvy a navrhoval som rozmery ocelej platne.

Poslednou časťou statického výpočtu bol návrh prítlačenia lešenia, ten je závislý na súčiniteli trenia c_{fr} . Odčítal som ho z tabuliek technického sprievodcu č.19 pre oceľ a mokrý

betón, má hodnotu $c_{fr}=0,30$. Zo softwaru som odčítal vodorovné reakcie $\sum N$ (vid' príloha), prítlačenie lešenia F je potom podiel týchto reakcií a súčiniteľu trenia: $F=\sum N/c_{fr}$. Výsledné minimálne prítlačenie na celé lešenie vyšlo 85,5kN a navrhol som prítlačiť minimálne 8,56t. Vlastnú tiaž lešenia som zanedbal, je to na stranu bezpečnú.

Statický výpočet, návrh zaťaženia je vypracovaný v zmysle ČSN EN 1990 Eurokód, ČSN EN 1991-1-1/NA, ČSN EN 1991-1-4, ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1993-1-1, ČSN EN 1993-1-8, ČSN EN 1996-1-1. Konštrukcie sú navrhnuté podľa medzných stavov únosnosti (ULS). Po realizácii podľa projektu a platných zásad technických noriem budú objekty bezpečné, stabilné a schopné prenášať zaťaženie vyplývajúce z konštrukčného riešenia.

Brno 05/2014

Vypracoval: Babik Juraj

Zoznam použitých zdrojov:

- [1] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*
- [2] ČSN EN 1991-1-1/NA *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [3] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*
- [4] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [5] ČSN EN 1993-1-1 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [6] ČSN EN 1993-1-8 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčnicků*
- [7] ČSN EN 1996-1-1 *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*
- [8] M. ZICH, *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*, Brno 2009
- [9] J. KADLČÁK, J. KYTÝR, *Statika stavebních konstrukcí I*, Brno 2009
- [10] F. KLOKNER, *Technický průvodce č.19-statické tabulky*, Praha 1952
- [11] www.ytong.cz, *Sortiment produktov*
- [12] www.hilti.cz, *Kotevní technika*

Zoznam príloh:

1. B1 – STATICKÝ VÝPOČET
2. B2 – VÝKRESOVÁ DOKUMENTÁCIA