

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb



Konstrukční řešení montovaných suterénních stěn

Bakalářská práce

Vedoucí práce:

doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Autor:

Daniel Vimmr

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vimmr Jméno: Daniel Osobní číslo: 477146
Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: SI - Stavební inženýrství
Studijní obor: C - Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Konstrukční řešení montovaných suterénních stěn

Název bakalářské práce anglicky: Structural Design of Precast Basement Walls

Pokyny pro vypracování:

Typy betonových dílců pro montované suterénní stěny.

Způsoby provádění montovaných betonových suterénních stěn včetně stykování dílců.

Konstrukční řešení suterénu vybraného objektu.

Seznam doporučené literatury:
dle konzultací

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 15.2.2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Poděkování:

Děkuji vedoucí bakalářské práce doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za odborné vedení, vstřícný přístup, ochotu, cenné rady a za čas strávený nad konzultacemi při zpracování této práce. Dále děkuji své rodině za podporu při celém studiu.

Čestné prohlášení

Prohlašuji tímto, že jsem zadanou bakalářskou práci vypracoval samostatně pod vedením doc. Ing. Jitky Vaškové, CSc. a uvedl v seznamu literatury veškerou použitou literaturu a další zdroje

Daniel Vimmr

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá návrhem a porovnáním konstrukčních řešení montovaných suterénních stěn. Obsahem úvodní části práce je popis variant konstrukčních řešení pro montované betonové konstrukce. Součástí je rozbor typů montovaných stěn z hlediska statického působení i tvarového provedení, včetně variant stykování dílců. Hlavní částí práce je návrh konstrukčního řešení suterénu zadaného objektu. Konstrukční návrh je proveden ve dvou variantách, z plných prefabrikovaných stěnových dílců a též jako spřažená prefamonolitická konstrukce.

Klíčová slova:

Beton, suterénní stěna, prefabrikace, železobetonové dílce, spřažené konstrukce, konstrukční návrh.

Abstract

The bachelor's thesis deals with the design and comparison of structural design of precast basement walls. The content of the introductory part of the thesis is description of design options for precast concrete structures. That includes an analysis of possibilities of precast walls in terms of load distribution and shape variety, including joint alternatives. The main part of the thesis is structural design for basement of the assigned building. The design consists of two options, solid precast concrete walls and composite walls.

Key words:

Concrete, basement wall, precast concrete, reinforced concrete panels, composite structure, structural design.

Obsah

1	Úvod.....	1
2	Suterénní stěny	2
2.1	Definice	2
2.2	Namáhání	2
2.3	Zemní tlak	2
2.4	Statické působení	3
3	Železobetonové prefabrikované stěny.....	4
3.1	Rozdělení betonových prefabrikovaných stěn.....	5
3.1.1	Plné stěny	5
3.1.2	Spřažené stěny	6
3.1.3	Sendvičové stěny	6
3.1.4	Vylehčené stěny	7
3.2	Varianty provedení dle pnutí	8
3.2.1	Svisle pnuté panely	8
3.2.2	Vodorovně pnuté panely	9
3.2.3	Oboustranně pnuté desky	11
3.3	Stykování dílců.....	11
3.3.1	Vertikální styk.....	11
3.3.2	Horizontální styk.....	12
3.3.3	Těsnění	13
4	Konstrukční návrh pro vybraný objekt	15
4.1	Popis objektu	15
4.2	Technické parametry objektu	15
4.3	Konstrukční schéma.....	17
4.4	Charakteristické svislé zatížení.....	19

4.4.1	Stálé zatížení	19
4.4.2	Proměnné zatížení	20
4.5	Výsledné svislé zatížení působící na suterénní stěnu.....	21
4.6	Vodorovné zatížení – zemní tlak.....	23
4.7	Statické působení	26
4.8	Návrh výztuže a posouzení suterénní stěny	28
4.8.1	Použité materiály.....	28
4.8.2	Stanovení krytí	28
4.8.3	Svislá výztuž	29
4.8.4	Vodorovná výztuž.....	31
4.8.5	Posouzení průřezu na účinky N+M	32
4.8.6	Posouzení v patě stěny.....	36
4.8.7	Posouzení svislého styku stěn	38
4.8.8	Posouzení omezení napětí.....	39
4.8.9	Omezení trhlin bez přímého výpočtu šířky trhlin	45
4.9	Návrh přepravních úchytů	47
4.10	Posouzení stěnových panelů s otvory	47
4.10.1	Ohybová výztuž nadpraží.....	52
4.10.2	Smyková výztuž nadpraží	56
4.10.3	Svislá výztuž sloupku	59
4.10.4	Posouzení štíhlosti sloupku.....	61
4.10.5	Posouzení sloupku na N+M	66
4.10.6	Posouzení parapetu	69
4.11	Těsnění styků	71
4.12	Prefamonolitická varianta.....	72
4.13	Statické působení	73

4.14	Návrh výztuže a posouzení suterénní stěny	75
4.14.1	Použité materiály a parametry pro výpočet	75
4.14.2	Svislá výztuž	75
4.14.3	Posouzení průřezu na N+M	77
4.14.4	Vodorovná výztuž.....	79
4.14.5	Prostorová příhradová výztuž.....	79
4.14.6	Styky stěn.....	80
4.14.7	Správné provádění.....	80
5	Závěr	82
6	Zdroje	83
6.1	Literatura.....	83
6.2	Normy	83
6.3	Internetové zdroje	84
6.4	Předchozí práce	85
6.5	Použité programy.....	85
7	Seznam příloh	

1 Úvod

Tématem bakalářské práce je konstrukční řešení suterénních stěn ze železobetonových dílců, včetně rozboru typů montovaných stěn z hlediska statického působení i tvarového provedení a též varianty stykování dílců.

K výběru tématu mě motivoval zájem o montované železobetonové konstrukce. V rámci semestrálního projektu (133P02C) jsem se zabýval návrhem nosné části administrativní budovy, kde svislé prvky jsou převážně z montovaných železobetonových stěn. Bakalářská práce je pokračováním tématu a jeho rozšířením na specifický problém, jakým jsou montované suterénní stěny.

V práci je provedeno zhodnocení dostupných možností pro montované suterénní stěny a návrh variant konstrukčního řešení suterénu pro zmíněnou administrativní budovu. Cílem bakalářské práce byl návrh vhodného řešení montovaného suterénu a posouzení variant z hlediska funkčnosti návrhu a náročnosti provedení.

2 Suterénní stěny

2.1 Definice

Suterénní stěna je obvodová svislá konstrukce objektu, která je alespoň z části pod úrovní terénu, tedy je alespoň částečně z jedné strany ve styku se zeminou. Jedná se o stěnu nosnou, která přenáší zatížení z horní stavby a zatížení zeminou do základů.

2.2 Namáhání

Suterénní stěna je vystavena kombinaci účinku svislého zatížení z nadzemní části objektu a zemního tlaku ve vodorovném směru. Dále na ní může působit vztakové zatížení od podzemní vody či dynamické zatížení způsobené dopravou na přilehlém terénu. Rozhodujícím zatížením mohou být stěny vystaveny již v průběhu realizace. Stěny obecně působí deskostěnově, pro vodorovné namáhání jako deska a pro svislé namáhání jako stěna [11; 2].

Obecně jsou suterénní stěny namáhány kombinací normálových sil, momentů a odpovídajících smykových sil. Tlakové normálové síly s určitou výstředností vznikají od účinků zatížení horní stavbou, momenty a smykové síly od účinků zemního tlaku. Důležitým faktorem je doba, kdy dojde k zasypání suterénních stěn, zda hned po dokončení suterénů včetně stropní konstrukce nebo až po dokončení části nebo celé nadzemní nosné konstrukce. Nejvýhodnější z hlediska stability stěn je zasypání až po provedení celé konstrukce, jelikož na stěnu působí přitížení, které vzdoruje zatížení od zemního tlaku [2].

2.3 Zemní tlak

Konstrukce při kontaktu se zeminou je vystavena zemnímu tlaku, který může nabývat různých hodnot. Rozlišuje se zemní tlak v klidu, aktivní a pasivní zemní tlak. Suterénní stěny jsou převážně navrhovány na zemní tlak v klidu, kdy předpokládáme, že dochází k velmi malým nebo žádným deformacím konstrukce a zemina je převážně v pružném stavu. [2; 12].

Rovnice pro výpočet zemního tlaku:

$$\sigma_{i,d} = K_i \cdot \gamma_{zem} \cdot (h_i + \Delta h)$$

kde pro zemní tlak v klidu: $K_i = K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR}$

γ_{zem} objemová tíha zeminy

h_i hloubka pod terénem

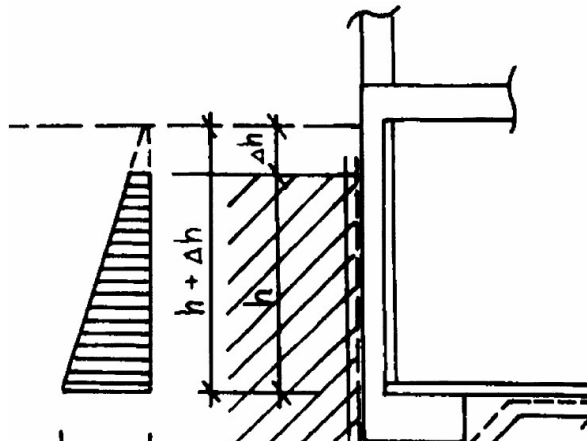
Δh přetížení terénu $\Delta h = \frac{q_k \cdot \gamma_Q}{\gamma_{zem}}$

q_k charakteristické nahodilé zatížení na terénu (min. 5 kN/m²)

γ_Q dílčí součinitel zatížení (1,5 pro nepříznivé působení proměnného zatížení)

φ' efektivní součinitel vnitřního tření zeminy

OCR součinitel překonsolidace (~1,0)



Obrázek 2.1 Schéma vodorovného zatížení. Převzato [10]

2.4 Statické působení

Statické působení konstrukce suterénních stěn závisí na zvoleném konstrukčním systému a na způsobu uložení stěny v místě podepření. Závisí na tuhosti stropní konstrukce, podepření stěny v patě, zda je schopné zabránit vodorovnému posunu a zda je konstrukce pnutá svisle či vodorovně [2].

Statické působení je dále popsáno v kapitole 3.2 u jednotlivých typů stěn podle pnutí.

3 Železobetonové prefabrikované stěny

Železobetonové prefabrikované dílce se běžně používají pro nosné, nenosné, požární i dělicí konstrukce. Jsou také jednou z variant pro realizaci suterénních stěn. Od monolitických stěn se liší tím, že jsou zhotoveny mimo vlastní stavbu. Výhodou prefabrikovaných stěn je rychlý stavební postup v místě staveniště, převedení složitého procesu přípravy bednění z místa stavby do kontrolovaného prostředí prefa závodu a výroba v monitorovaném prostředí, kde je zaručena kvalita betonu a provedení dílců. Nevýhodou jsou místa styků stěn, která určují statické vlastnosti montované konstrukce a obzvláště u suterénních stěn je třeba zajistit jejich dokonalé utěsnění [1; 4; 10; 18].

Cituji z článku [10] (pro účely citace upraveno): *„Stěnové prefabrikáty jsou vždy vyráběny jako atypické prvky s možností libovolného tvaru, výřezu a otvorů. Je možné do panelů navrhovat téměř libovolné otvory a prostupy. Mezi atypická provedení lze zařadit i možné typy povrchových pohledových úprav od hladkého strojně hlazeného povrchu přes povrchy tvořené vložením matrice do bednění, po povrchy s vloženými např. kamennými deskami (povrchové úpravy vždy po dohodě s výrobcem).“*

Maximální rozměry dílců se řídí výrobními možnostmi jednotlivých prefa závodů, přepravními a montážními možnostmi. Stěnový dílec má obvykle výšku kolem 3 m a maximální délku 7 až 8 m. Tloušťka závisí na typu stěny, běžně se pohybuje od 80 do 400 mm. Některé prefy jsou schopny vyrobit i dílce nadstandardních rozměrů, např. délky až do 15 m [10].

Stropní panel má obvykle šířku maximálně 2,4 m, která umožňuje dopravu bez zvláštních povolení. Je potřeba dodržet omezení šířky do 3 m i s přepravním prostředkem, čímž se dosáhne značného snížení nákladů na přepravu. Při navrhování dílců je také třeba vzít v úvahu typ montážního stolu, na kterém budou dílce vyráběny, kvůli umístění přepravních úchytů a také z hlediska dočasných návrhových situací pro návrh vyztužení. Stěnové dílce lze vyrábět i na stojato v plechových bateriích, kdy je zaručen hladký otisk formy na obou površích stěny [10].

3.1 Rozdělení betonových prefabrikovaných stěn

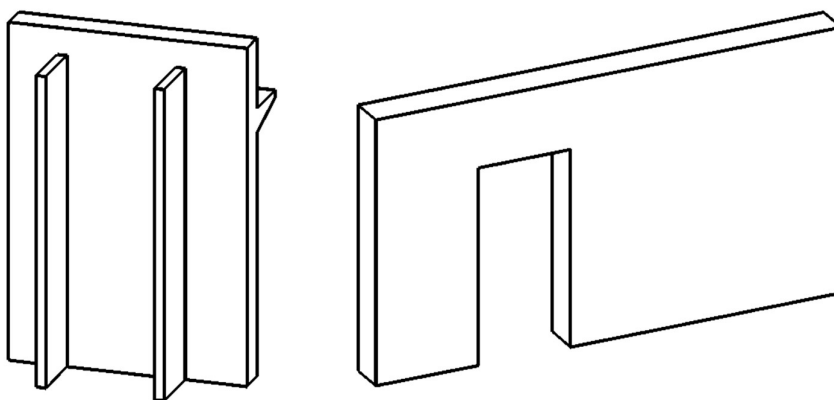
Prefabrikované betonové stěny se mohou vyrábět z prostého, vyztuženého nebo předpjatého betonu. Mohou být nosné či nenosné a rozdělují se na několik typů. Podle klasifikace stěnových dílců dle normy ČSN EN 14992+A1 [7] se dělí na prvky pro, citují:

- *plné stěny*
- *spřažené stěny*
- *sendvičové stěny*
- *vylehčené stěny*
- *obkladové prvky*

Práce je věnována nosným stěnám, proto se dále nevěnuje informacím o obkladových prvcích.

3.1.1 Plné stěny

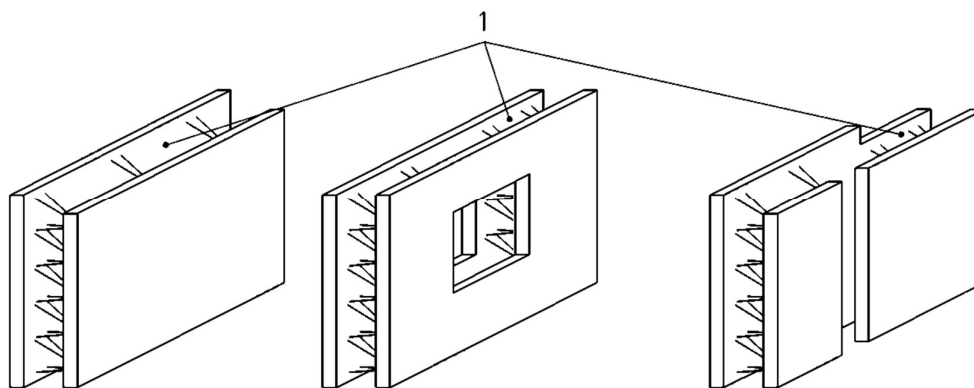
Jednovrstvé stěny plného průřezu z jednoho materiálu, tvarově variabilní dle požadavků objednatele. Vyrábí se jako kompletní, včetně výztuže a kotevních prvků, případně i s povrchovou úpravou a jsou dopravovány na stavbu jako hotové kusy [7].



Obrázek 3.1 - Příklady plných stěn. Převzato [7]

3.1.2 Spřažené stěny

Příkladem prefamolitické konstrukce užitá pro vertikální prvky jsou stěny složené ze dvou vyztužených prefabrikovaných desek vzájemně spojených prostorovou filigránovou výztuží. Tímto spojením mezi nimi vzniká prostor, který je na stavbě vyplněn monolitickým betonem. Představují kombinaci výhod obou procesů výstavby stěn. Prefabrikované desky plní funkci bednění pro dobetonávku monolitickým betonem, což značně urychluje a zlevňuje proces výstavby stěn, zároveň jsou nedílnou součástí výsledné konstrukce z hlediska statického působení. Potřebná tloušťka monolitické části stěny je minimálně 100 mm. Pro zajištění nepropustnosti u suterénních stěn je třeba tloušťka větší [4; 7].

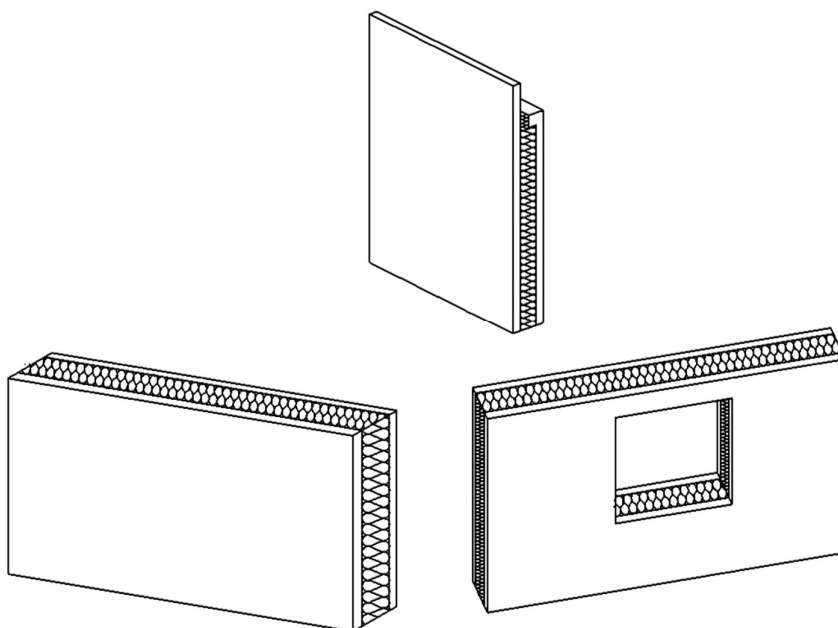


Obrázek 3.2 - Příklady spřažených prvků. Převzato [7]

1 – vzniklá mezera pro monolitický beton

3.1.3 Sendvičové stěny

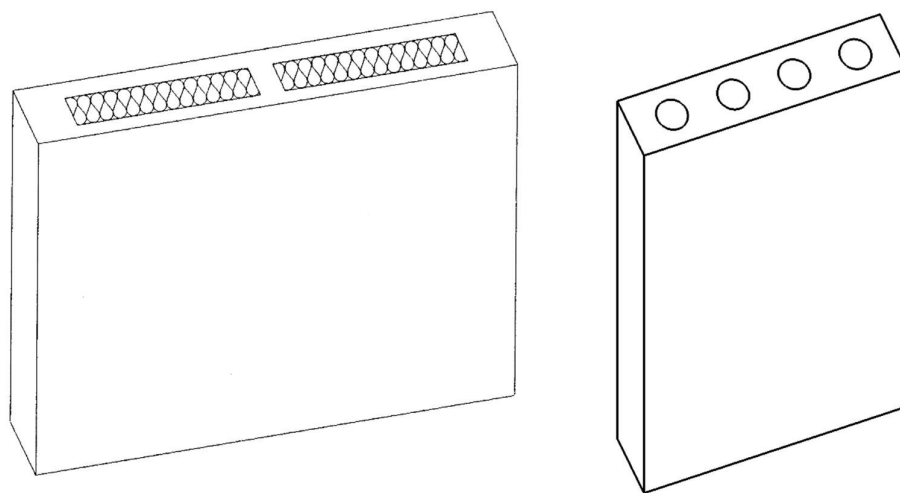
Stěny vrstvené z více vrstev z různých materiálů (viz obrázek 3.3). Tato varianta se používá v případě fasády z pohledového betonu. Tepelně izolační vrstva je zakomponovaná uvnitř stěny jako její pevná součást. Sendvičové stěny se obvykle skládají z nosné vrstvy, tepelné izolace, případné vzduchové mezery a pohledové vrstvy. Krajiní vrstvy ze železobetonu jsou vzájemně propojeny. Vrstvy mohou být mezi sebou spojené pevně nebo může být umožněn posun v rovině mezi jednotlivými vrstvami [7].



Obrázek 3.3 - Příklady sendvičových stěn. Převzato [7]

3.1.4 Vylehčené stěny

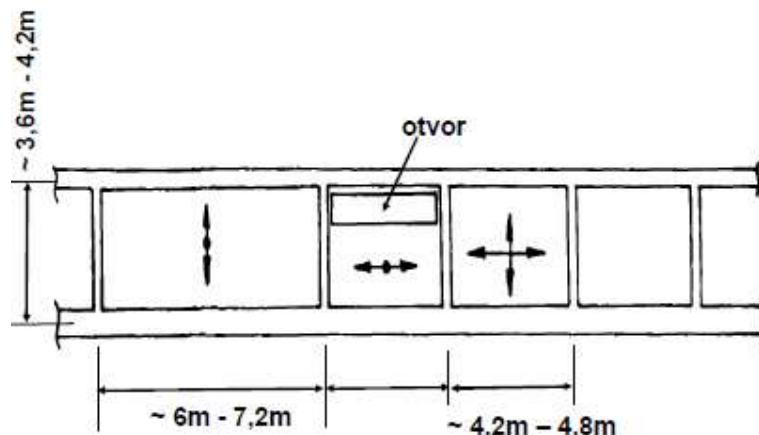
Stěna vyráběná jako jeden prvek, ale její součástí jsou vnitřní dutiny nebo vrstva z lehkého materiálu. Tím vznikají vylehčené dílce, popř. dutinové panely [7].



Obrázek 3.4 - Příklady vylehčených stěn. Převzato [7]

3.2 Varianty provedení dle pnutí

Níže uvedené dělení se vztahuje obecně na všechny železobetonové suterénní (opěrné) stěny, zejména tedy na monolitické konstrukce, ale lze je částečně využít i pro montované konstrukce. Pnutí stěn závisí na rozponech konstrukce, poloze otvorů v konstrukci a také na podepření po obvodě. Stěny mohou být svisle, vodorovně či oboustranně pnuté [12].

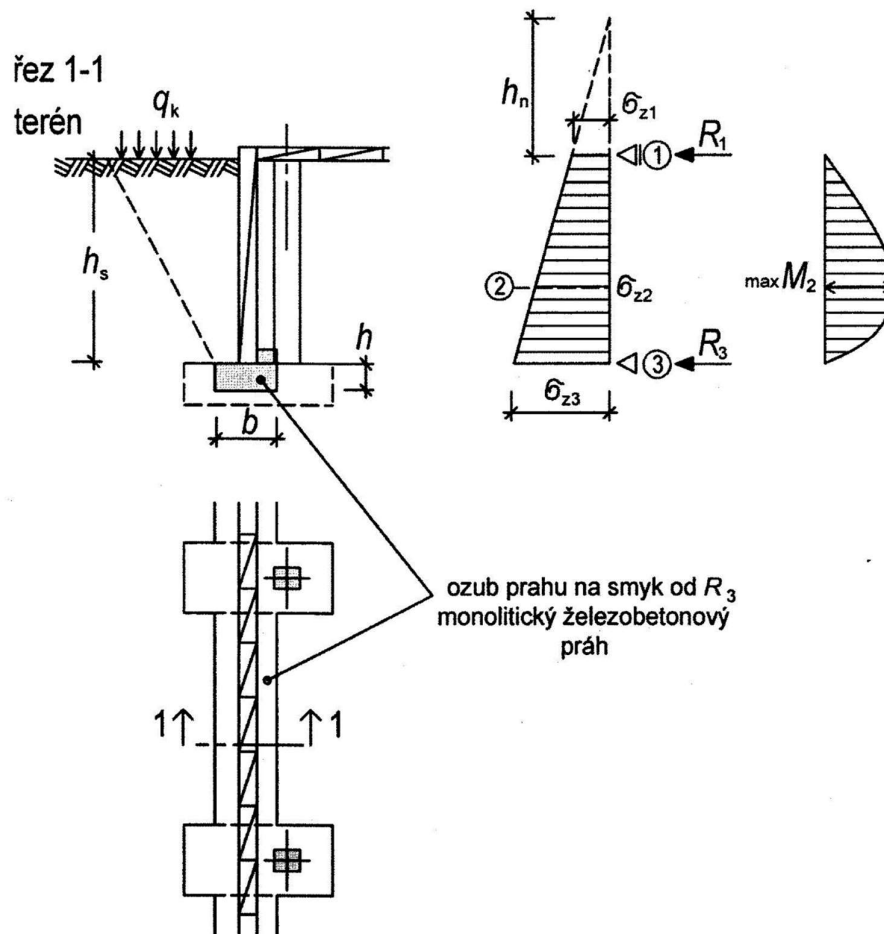


Obrázek 3.5 Pnutí suterénních stěn. Převzato [11]

3.2.1 Svisle pnuté panely

Nejběžnější variantou jsou stěny pnuté mezi tuhou stropní konstrukcí a základem. Tento typ se běžně používá u monolitických konstrukcí pro jejich snadné napojení na základ. U prefabrikovaných stěn je náročnější na provedení, styk v patě je náchylný na usmyknutí a musí být zajištěn speciálními prvky či betonovým prahem [12].

Pnutí svislých panelů je znázorněno na obrázku 3.6 opěrné suterénní stěny. Dílec je v tomto případě podepřen jako prostý nosník ve vodorovném směru a navrhuje se na moment M_2 od vodorovného zatížení i na účinky svislého zatížení. Podepření panelů je vždy třeba stanovit dle konkrétní situace a stykování panelů.

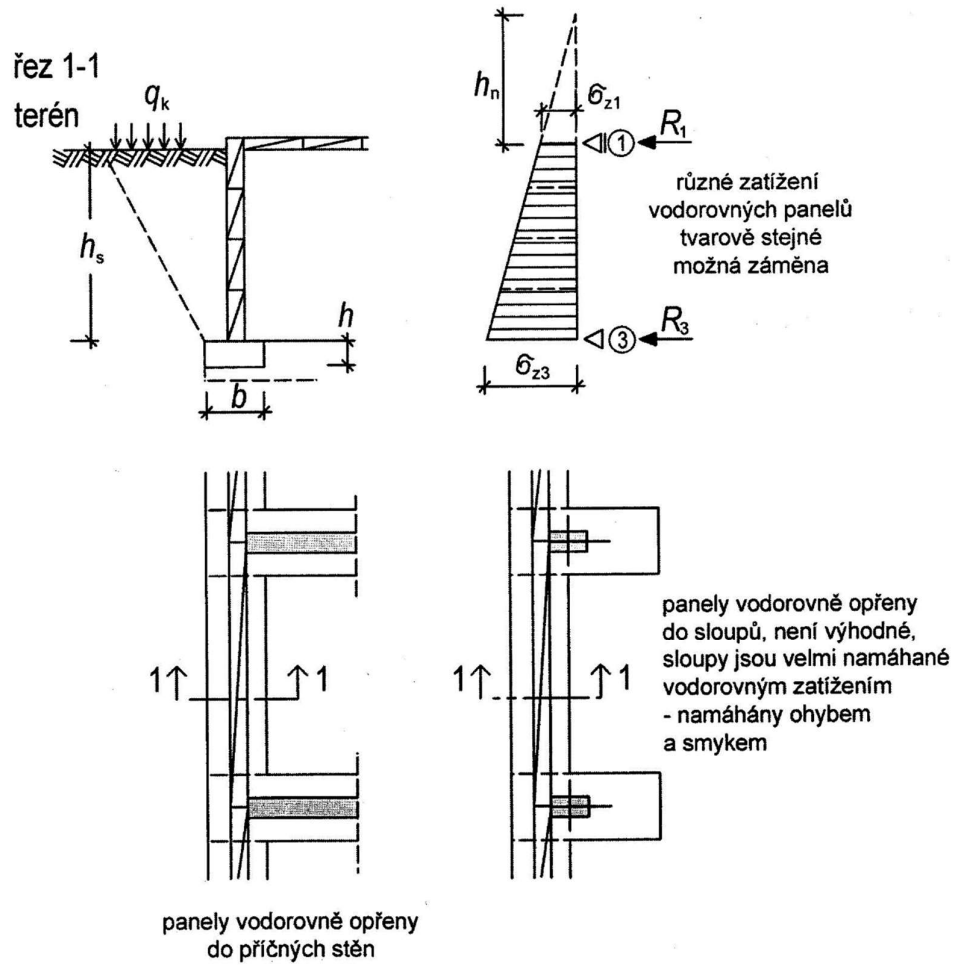


Obrázek 3.6 Suterénní opěrné stěny železobetonové prefabrikované – svisle pnuté. Převzato [2]

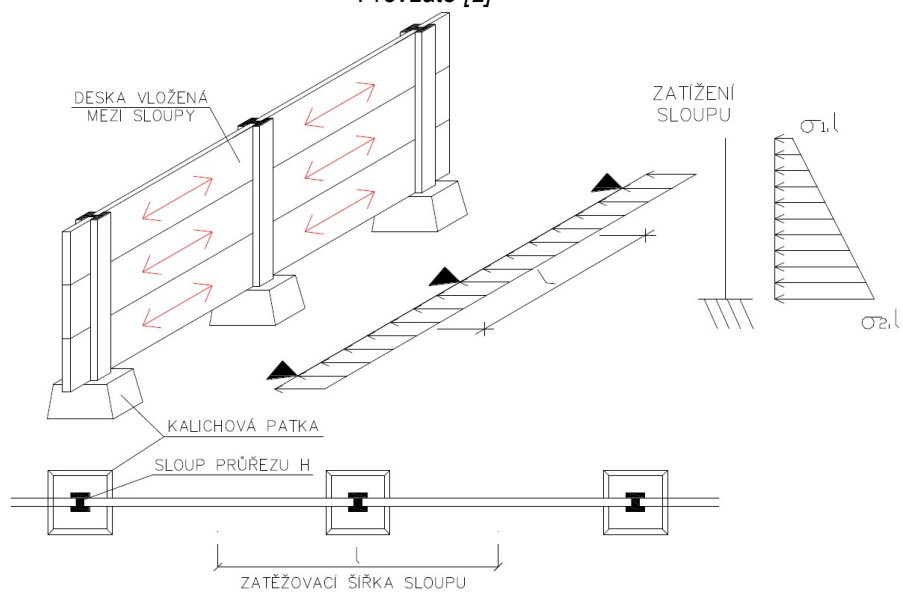
3.2.2 Vodorovně pnuté panely

Vodorovně pnuté stěny se používají v případě podélného otvoru ve stěně nebo při absenci základového pásu mezi patkami sloupů. Dílce jsou pnuté mezi příčné stěny nebo sloupy. Varianta podepření sloupy není zcela vhodná, jelikož sloupy jsou výrazněji namáhané na vodorovné zatížení než stěny, které působí deskově (viz obrázek 3.7). Musí být většího průřezu, aby byly dostatečně tuhé [2; 12].

Variantou jsou montované suterénní (opěrné) stěny se speciálními sloupy H průřezu, do kterých jsou vodorovně pnuté dílce vloženy. Sloupy jsou vetknuté do základů pomocí kalichových patek. Tento typ se častěji používá pro opěrné stěny [12].



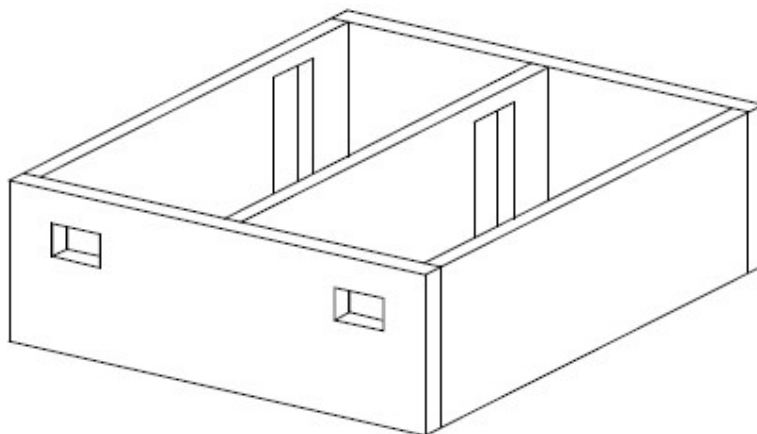
Obrázek 3.7 Suterénní opěrné stěny železobetonové prefabrikované – vodorovně pnuté.
Převzato [2]



Obrázek 3.8 Montované suterénní (opěrné) stěny. Převzato [12]výkře

3.2.3 Oboustranně pnuté desky

Stěny jsou pnuté oběma směry, kdy rozdělení zatížení je dle tuhosti podpor. Tato varianta se u prefabrikovaných stěn uplatňuje převážně u celostěnových dílců, které se ukládají na základové pásy a jsou pnuté mezi tuhým stropem a základy a též mezi příčné stěny.



Obrázek 3.7 Suterén z celostěnových dílců. Převzato [11]

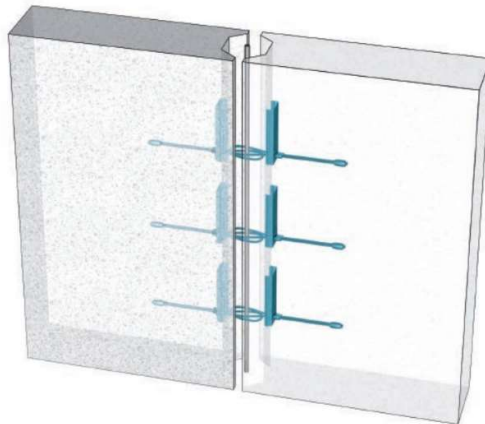
3.3 Stykování dílců

Stykování stěnových dílců je zásadním problémem návrhu montovaných systémů a liší se podle použitého druhu dílců. U suterénních stěn, zejména pokud se nachází pod hladinou podzemní vody, je třeba věnovat zvýšenou pozornost dokonalému utěsnění styku. Nejslabším místem styků je spojení prefabrikátu a výplně styku [1].

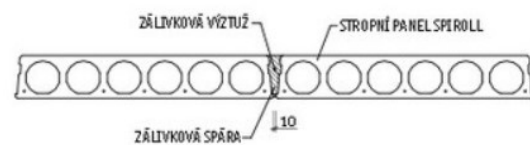
3.3.1 Vertikální styk

Hlavním cílem svislých styků je zajištění spolupůsobení mezi dílci a tím dosažení zmonolitnění konstrukce jako celku. V současné době se svislé stykování dílců provádí pomocí systémového řešení některého z výrobců. Pro ukázkou je uveden systém PVL smyček od společnosti Peikko (viz obrázek 3.8). Systém funguje na principu vložení prvků se smyčkami do profilovaných podélných hran prefabrikátu při výrobě. Smyčky jsou poté na stavbě při montáži vytaženy, zajištěny ocelovým profilem a zaláty zálivkou. Počet smyček ve styku se určuje podle technického listu výrobce a působícího zatížení. Profilování čel dílců má značnou funkci ze statického hlediska [1; 19].

Pro dílce vodorovně pruté, kdy je hlavní podélný styk orientován horizontálně, je běžné použití styku se zálivkovou výztuží. Principem takového styku je vložení prutu výztuže do připravené mezery mezi dílce s profilovanými okraji a následné zalití zálivkou z betonu. Uvedený typ styku se také běžně používá pro stropy ze Spirollů a lze jej užít i pro suterénní stěny při opření panelů do tuhých konstrukcí.



Obrázek 3.8 PVL styk stěn.
Převzato [19]



Obrázek 3.9 Styk se zálivkovou výztuží Spiroll.
Převzato [15]

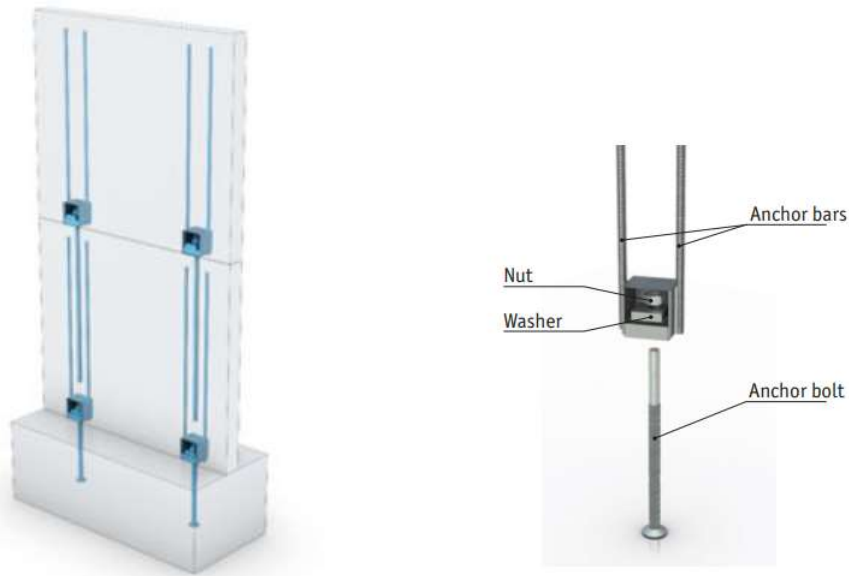
3.3.2 Horizontální styk

U stěn je třeba zajistit funkčnost horizontálního styku. Jedná se o spojení stěny se základem, stropem či stěnou, které může být provedeno pomocí vyčnívající výztuže z předchozí konstrukce. Tato varianta je vhodná pro napojení konstrukcí na monolitickou část.

Pro spojení prefabrikátů je možné využít systémové řešení výrobců spojovacích prvků. Jako příklad je uveden šroubový spoj od společnosti Peikko, který se skládá z kotevních šroubů, které jsou připraveny v monolitické konstrukci nebo prefabrikovaném prvku a z botek SUMO Wall Shoe umístěných do spodního okraje připojovaného prefabrikátu. Po montáži jsou matice zalitý zálivkou (viz obrázek 3.10) [19].

Kombinace botek, šroubů a zálivky pomáhá přenášet vnitřní síly mezi dílci a také stabilizují stěny proti tahovému namáhání. Pokud není potřeba přenášet tahové síly ve svislém směru, tak pro zachycení smykových sil ve vodorovné rovině

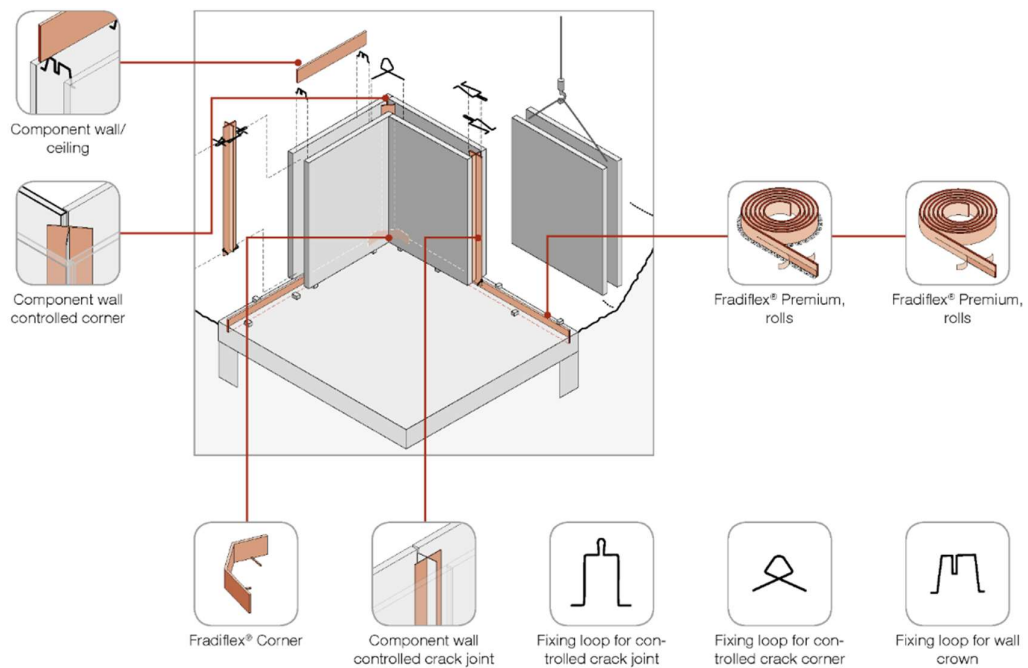
postačí samotné šrouby řádně zakotvené na obou stranách styku. Toho je dosaženo pomocí předpřipravené trubky s maltou v jednom ze spojovaných prefabrikátů.



Obrázek 3.10 SUMO Wall shoe systém, Převzato [19]

3.3.3 Těsnění

Těsnění spojů je v principu stejné jako těsnění dilatačních a pracovních spár monolitické suterénní konstrukce. Může být provedeno několika způsoby dle typů použitých stěnových dílců. Pokud jsou dílce spojovány nasucho, bez zalití na stavbě, musí se použít vnější či vnitřní waterstop pásy z PVC nebo je možné využít bobtnající bentonitové či termoplastické pásy. Pokud jsou styky dílců zalévány na stavbě, lze styk utěsnit speciální zálivkou. U varianty s prefamolitickými stěnami je možné využít systémové těsnění z vložených plechů např. od společnosti Max Frank (viz obrázek 3.11). [16]



Obrázek 3.11 Systém těsnění Max Frank. Převzato [20]

4 Konstrukční návrh pro vybraný objekt

Pro konstrukční návrh suterénu jsem vybral objekt řešený již minulý semestr v předmětu 133P02C. Pro budovu jsem v projektu navrhoval nosný konstrukční systém z prefabrikovaných stěn. V rámci projektu jsem v přízemním patře neřešil zatížení zemním tlakem na stěnu pod terénem a stěna byla zvolena jako monolitická. V rámci bakalářské práce byl navržen montovaný suterén ve dvou variantách. První variantou je návrh suterénu z plnostěnných panelů navazujících na nadzemní konstrukci, který je zatížen též zemním tlakem. Druhé variantní řešení je suterén ze spřažených stěnových dílců s monolitickou dobetonávkou, viz kapitola 4.11.

4.1 Popis objektu

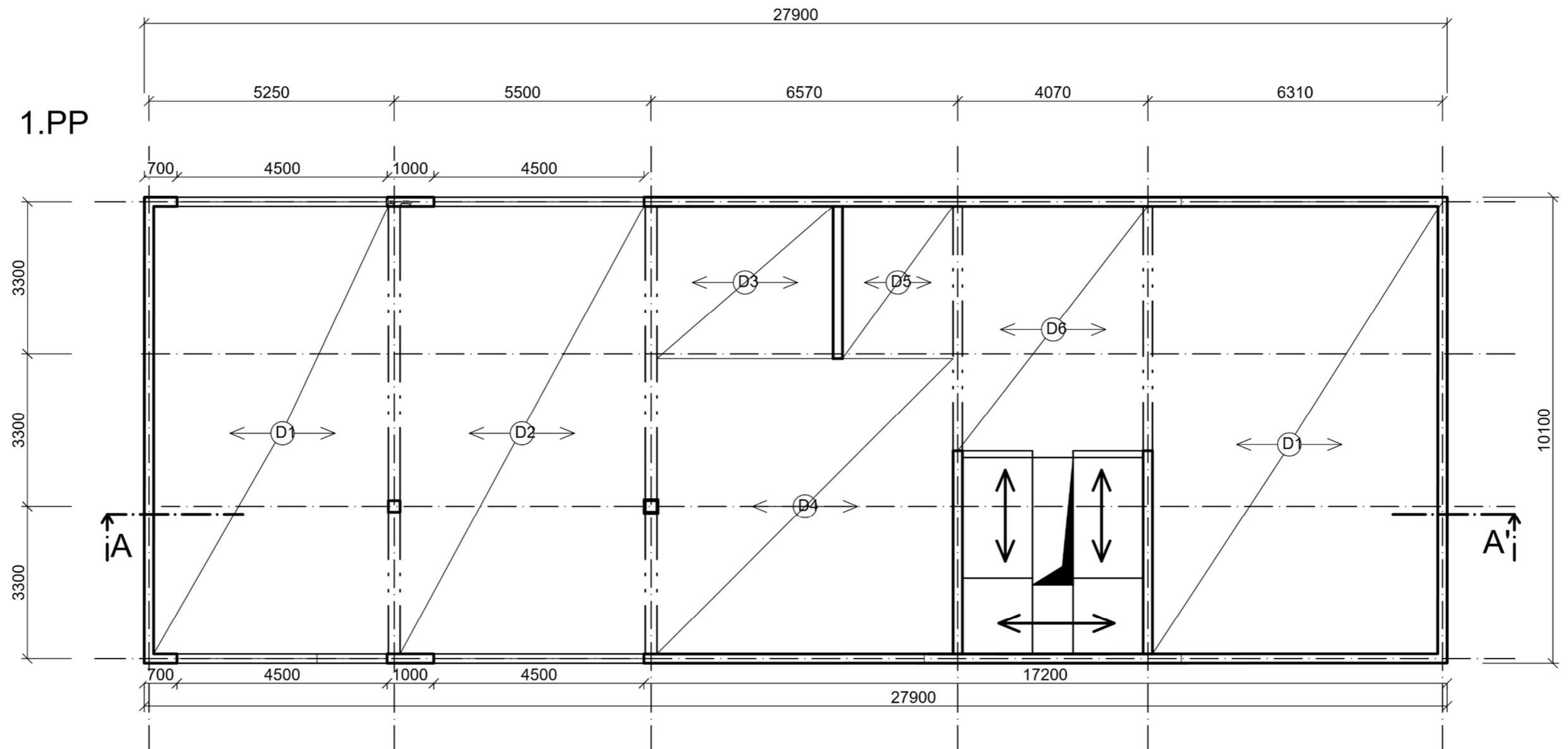
Objekt je čtyřpodlažní administrativní budova, kde přízemní podlaží je částečně pod terénem. Svažité terén je na jedné štítové straně ve výšce podlahy 1.NP a na protější straně ve výšce podlahy 1.PP. Podlaží 1.PP je víceúčelové, podlaží 1.NP a 2NP slouží jako kancelářské prostory. Větší část 3.NP je koncipována jako terasa a zbytek podlaží je určen ke kancelářským prostorám. V každém patře se nachází zázemí pro pracovníky, jako například kuchyňka a sociální zařízení. Vertikální komunikace je zajištěna atypickým třiramenným schodištěm. Střecha nad 3.NP je plochá nepochozí s vnitřním odvodem odpadní dešťové vody. Zbylá plocha je řešena jako terasa a odpadní dešťová voda je také odváděna vpustěmi přes objekt. Objekt je založen plošně na základových pásech a patkách. Geologický profil, na který jsou základy navrženy, byl zjištěn v rámci předchozí práce i s návrhem základů. Terén v okolí objektu je mírně svažité. Hladina podzemní vody nebyla zjištěna. V oblasti suterénu je svahovaný výkop s vícevrstevným zpětným zásypem.

4.2 Technické parametry objektu

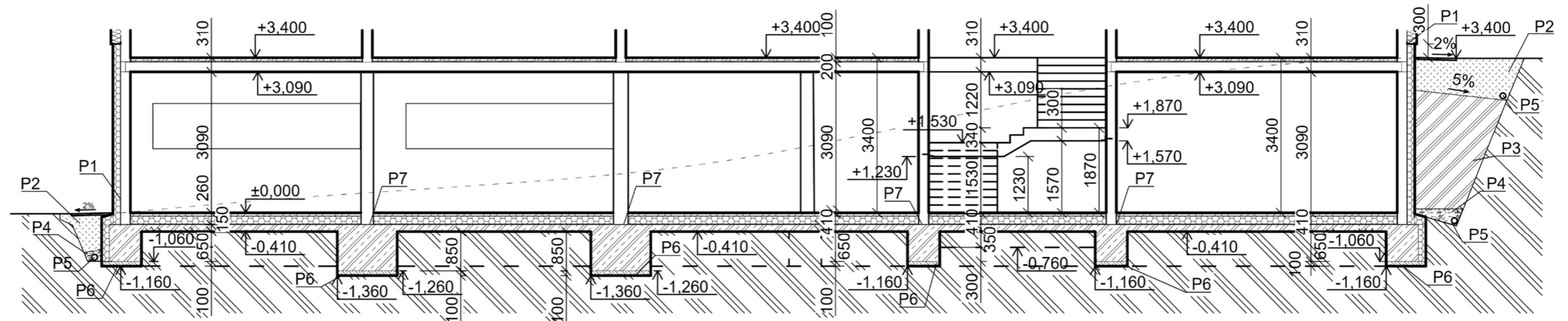
Základní půdorysné rozměry objektu jsou 27,9 m x 10,1 m. Konstrukční výška podlaží je 3,4 m. Konstrukční systém je stěnový. Svislé nosné konstrukce tvoří obvodové železobetonové stěnové panely o tloušťce 200 mm. Šířky panelů, umístění otvorů a svislé spáry jsou patrné z výkresu v příloze A.

Výškové dělení stěnových panelů je provedeno po patrech. Obvodové panely jsou doplněny dvěma vnitřními sloupy, vnitřní stěnou a schodišťovým jádrem, které přispívají k celkové tuhosti objektu. Schodišťové jádro je také tvořeno prefabrikovanými stěnami o tloušťce 200 mm. Vodorovné nosné konstrukce jsou spřažené prefamonolitické a jsou tvořeny prefabrikovanými průvlaky o rozměrech 250 x 400 mm, filigránovými panely s prostorovou výztuží a monolitickou nadbetonávkou. Tloušťka panelů je 80 mm a celková tloušťka stropní desky je 200 mm. Pro vnitřní dělicí konstrukce jsou navrženy příčky ze sádkartonu Knauf tloušťky 100 mm. Obvodový plášť je tvořen nosným stěnovým panelem a kontaktním zateplovacím systémem ETICS. Izolace suterénní části je provedena pomocí povlakové hydroizolace a tepelné izolace XPS. Návrh je proveden na panelu S004.

4.3 Konstrukční schéma



ŘEZ A-A'



Legenda

- P1 – vytažení hydroizolace min 300 mm nad terén
- P2 – zpětný propustný zásyp písek hlinitý S4
- P3 – zpětný zásyp nepropustným písčitým jílem F4
- P4 – propustný obsyp písek hlinitý S4 drenážního potrubí obalený geotextílií
- P5 – obvodová drenáž DN 125 mm ve spádu 0,5%
- P6 – ochrana půdy, prostý beton 100 mm
- P7 – hydroizolace epoxidovým nátěrem s přesahem 200 mm – zpětné napojení na hydroizolační vrstvu

4.4 Charakteristické svislé zatížení

4.4.1 Stálé zatížení

Návrh skladby podlah, střechy a obvodového pláště byl také součástí předchozí práce. Pro návrh suterénních stěn je uveden výpis potřebných hodnot.

a) Vodorovné skladby

Souhrn zatížení podlahou:

Zatížení od skladeb podlah bylo odlišné v rozmezí několika procent, a proto ve vnitřních prostorách je uvažován jednotně: $g_k = 1,52$
kN/m²

Souhrn zatížení střešní skladbou:

Zatížení od střešní skladby, které je výrazně nižší a je uvažováno hodnotou:

$g_k = 0,063$
kN/m²

b) Stropní deska

Stropní deska - filigránové panely a monolitická vrstva v celkové tl. 200 mm

	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Panel	80	2500	2
Monolitická nadbetonávka	120	2500	3
omítka	10	1350	0,135
			5,14

c) Svislé zatížení od obvodových stěn

Skladba C - obvodová stěna

	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
omítkový nástřik	2	1250	0,025
nátěr	10	20	0,002
stěrka	2	1500	0,03
tepelná izolace EPS	200	21	0,042
ŽB stěnový prefa panel	200	2500	5
omítka	10	1350	0,135
			5,23

Pro suterénní stěnu je vrstva tepelné izolace EPS tl. 200 mm nahrazena hydroizolací, vrstvou tepelné izolace XPS tl. 100 mm, ochranou geotextilií a nopovou fólií pro ochranu tepelné izolace, s výsledným zatížením $g_k = 5,2 \text{ kN/m}^2$

4.4.2 Proměnné zatížení

a) Příčky

V objektu jsou navrženy sádkartonové příčky Knauf na kovovém roštu, tloušťky 100 mm.

	sv. výška [m]	ρ [kg/m ²]	g_k [kN/m']
Sádkartonová příčka	3,2	40	1,28
			1,28

Pro přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 2,0 \text{ kN/m'}$ délky příčky lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce: $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

b) Užité zatížení

1PP – 3NP – kancelářské plochy – kategorie B

Stropy $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Schodiště $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav – kategorie H

$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Plochy, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí (např. terasy, sportovní haly aj.)

$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Redukce užitého zatížení podle počtu podlaží α_n

pro kancelářské plochy kategorie B $\psi_0 = 0,7$

počet podlaží $n = 3$

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} = \frac{2 + (3 - 2) \cdot 0,7}{3} = 0,9$$

c) Zatížení sněhem

Rovnice charakteristického zatížení sněhem:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Střecha se sklonem 3-5°: $\alpha < 30^\circ \rightarrow$ tvarový součinitel: $\mu_1 = 0,8$

Součinitel expozice: $C_e = 1$

Součinitel tepla: $C_t = 1$

Sněhová oblast II. \rightarrow charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 1 \text{ kN/m}^2$

Zatížení sněhem:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Hodnota proměnného zatížení střechy a terasy byla uvažována jako větší z hodnot užitého zatížení a zatížení sněhem.

Zatížení větrem není vypsáno, protože není relevantní pro návrh suterénních stěn.

4.5 Výsledné svislé zatížení působící na suterénní stěnu

Zatěžovací šířka suterénní stěny je 3,155 m. Výška stěnového panelu nadzemních podlaží je 3,4 m. Výška atikového dílce je 0,9 m. Je proveden přibližný předpoklad na straně bezpečnosti, kdy se předpokládá plné svislé zatížení na suterénní stěnu. Vlivem přenosu sil ve smykových spojích stěnových dílců by výsledná svislá síla byla menší.

a) Zatížení od nadzemní stavby

Stálé	počet	zat. šířka/výška [kN/m ²] [m]	Char. zat. [kN/m']	γ_F [-]	Návrh. zat. [kN/m']	
obvodová stěna	3	5,23	3,4	53,35	1,35	72,02
atika	1	5,23	0,9	4,72	1,35	6,35
stropní deska	3	5,14	3,155	48,65	1,35	65,68
skladba podlahy	2	1,52	3,155	9,59	1,35	12,95
skladba střechy	1	0,063	3,155	0,20	1,35	0,27
Σ CELKEM			$\Sigma g_{1,k} =$	116,50	$\Sigma \gamma_{1,d} =$	157,27

Proměnné						
náhradní zatížení příčky redukované užité zatížení strop	2	0,8	3,155	5,05	1,5	7,57
užitné střecha - sněhem	2	0,9*2,5	3,155	14,2	1,5	21,3
	1	0,8	3,155	2,52	1,5	3,79
Σ CELKEM			Σq_{1,k} =	21,77	Σq_{1,d} =	32,65
					Σf_{1,d}	189,92

b) Zatížení od stropu nad 1PP

Stálé	počet	zat. šířka	Char. zat.	γ _F	Návrh. zat.	
		[kN/m ²]	[m]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
stropní deska	1	5,14	3,155	16,22	1,35	21,89
skladba podlahy	1	1,52	3,155	4,80	1,35	6,47
Σ CELKEM			Σg_{2,k} =	21,01	Σg_{2,d} =	28,37
Proměnné						
náhradní zatížení příčky redukované užité zatížení strop	1	0,8	3,155	2,52	1,5	3,79
	1	0,9*2,5	3,155	7,1	1,5	10,65
Σ CELKEM			Σq_{2,k} =	9,62	Σq_{2,d} =	14,43
					Σf_{2,d}	42,80

c) Zatížení od dobetonování

Stálé	počet	zat. plocha	Char. zat.	γ _F	Návrh. zat.	
		[kN/m ³]	[m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
VI. tíha stěny	1	25	0,021	0,53	1,35	0,71
Σ CELKEM			Σf_{3,k} =	0,53	Σf_{3,d} =	0,71

d) Zatížení v patě suterénní stěny

Stálé	počet	zat. výška	Char. zat.	γ _F	Návrh. zat.	
		[kN/m ²]	[m]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
VI. tíha stěny	1	5,2	3,35	17,42	1,35	23,52
Σ CELKEM			Σf_{4,k} =	17,42	Σf_{4,d} =	23,52

Celková síla v patě stěny:

$$f_{cel,d} = 256,95 \text{ kN/m'}$$

4.6 Vodorovné zatížení – zemní tlak

Jak bylo již v předešlé kapitole 2.3 uvedeno, suterénní stěny se běžně navrhují na zemní tlak v klidu. Pro tento výpočet je třeba stanovit charakter a vlastnosti zpětného zásypu svahovaného výkopu v okolí suterénu. Nejlevnější řešení pro zpětný zásyp je použít vykopanou zeminu, ale pokud je třeba dosáhnout určitých parametrů jako nepropustnost vrstvy, lze zeminu potřebných kvalit dovézt. Hlavní část zpětného zásypu je provedena z nepropustného písčitého jílu třídy F4. Propustný zásyp v úrovni drenážních potrubí je proveden z hlinitého písku třídy S4. Pro zatřídění zemin byl použit systém odhadu parametrů dle ČSN 73 1001 a programu GEO5. Hladina podzemní vody nebyla při inženýrsko-geologickém průzkumu nalezena. Jiné vodorovné zatížení na suterénní stěny se ve výpočtu neuvažuje.

a) Zatřídění zemin

Písek hlinitý S4

charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_1' = 29^\circ$

součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_{0,1} = (1 - \sin \varphi_1') \sqrt{OCR} = (1 - \sin 29) \sqrt{1} = 0,5152$$

Písčité jíl F4

charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_2 = 18,5 \text{ kN/m}^3$

návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_2' = 25^\circ$

součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_{0,2} = (1 - \sin \varphi_2') \sqrt{OCR} = (1 - \sin 25) \sqrt{1} = 0,5774$$

b) Výpočet návrhového zemního tlaku

Návrhový zemní tlak dle vzorce:

$$\sigma_{i,d} = K_i \cdot \gamma_{zem} \cdot (h_i + \Delta h)$$

h_i hĺoubka pod terémem k vrcholu stěny $h_1 = 0,31 \text{ m}$

hranice vrstev 1 – 2 $h_2 = 0,93 \text{ m}$

$$\text{hranice vrstev 2 - 3 } h_3 = 3,31 \text{ m}$$

$$\text{v patě } h_4 = 3,66 \text{ m}$$

$$\Delta h \quad \text{přítěžení terénu} \quad \Delta h = \frac{q_k \cdot \gamma_Q}{\gamma_{zem} \cdot \gamma_G} = \frac{5 \cdot 1,5}{18 \cdot 1,35} = 0,309 \text{ m}$$

$$q_k \quad \text{charakteristické nahodilé zatížení na terénu } q_{0,k} = 5 \text{ kN/m}^2$$

1. Na úrovni terénu

$$\sigma_{0,d} = K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot \Delta h = 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot 0,309 = 3,86 \text{ kN/m}^2$$

2. Ve vrcholu stěny

$$\begin{aligned} \sigma_{1,d} &= K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot (h_1 + \Delta h) = 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot (0,31 + 0,309) \\ &= 7,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3. Na rozhraní vrstev 1-2, horní vrstva

$$\begin{aligned} \sigma_{2a,d} &= K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot (h_2 + \Delta h) = 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot (0,93 + 0,309) = \\ &= 15,51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4. Na rozhraní vrstev 1-2, spodní vrstva

$$\begin{aligned} \sigma_{2b,d} &= K_{0,2} \cdot (\gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot h_2 + q_d) = 0,5774 \cdot (18 \cdot 1,35 \cdot 0,93 + 5 \cdot 1,5) = \\ &= 17,38 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5. Na rozhraní vrstev 2-3, horní vrstva

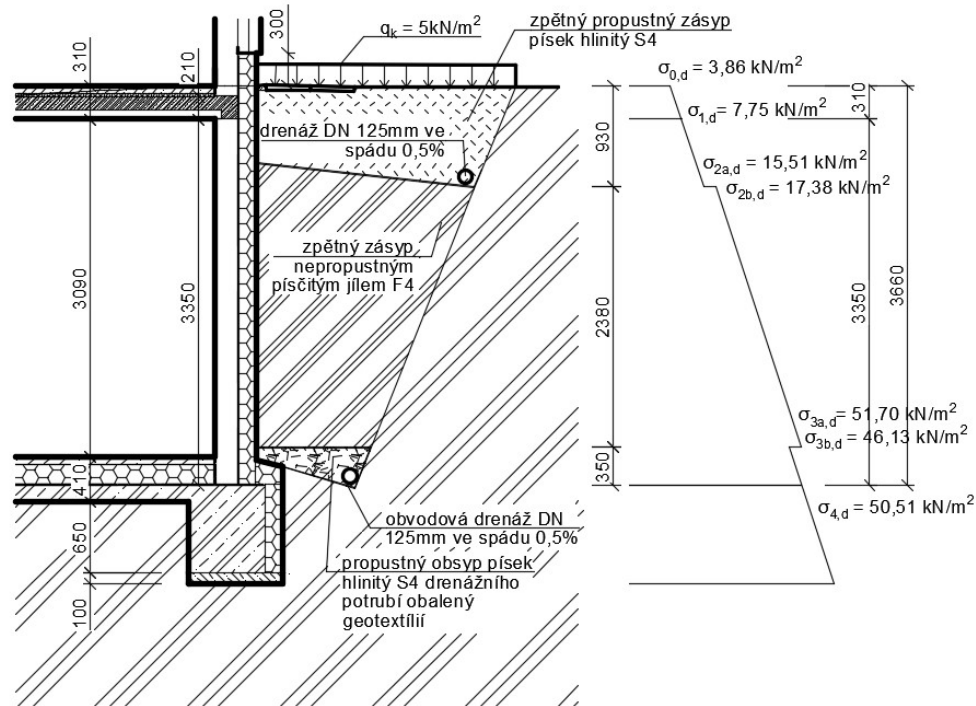
$$\begin{aligned} \sigma_{3a,d} &= \sigma_{2b,d} + K_{0,2} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_G \cdot (h_3 - h_2) = 17,38 + 0,5774 \cdot 18,5 \cdot 1,35 \cdot (3,31 - \\ &- 0,93) = 51,70 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6. Na rozhraní vrstev 2-3, spodní vrstva

$$\begin{aligned} \sigma_{3b,d} &= K_{0,1} \cdot (\gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot h_2 + \gamma_2 \cdot \gamma_G \cdot (h_3 - h_2) + q_d) = 0,5152 \cdot (18 \cdot 1,35 \cdot \\ &0,93 + 18,5 \cdot 1,35 \cdot (3,31 - 0,93) + 5 \cdot 1,5) = 46,13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

7. V patě stěny

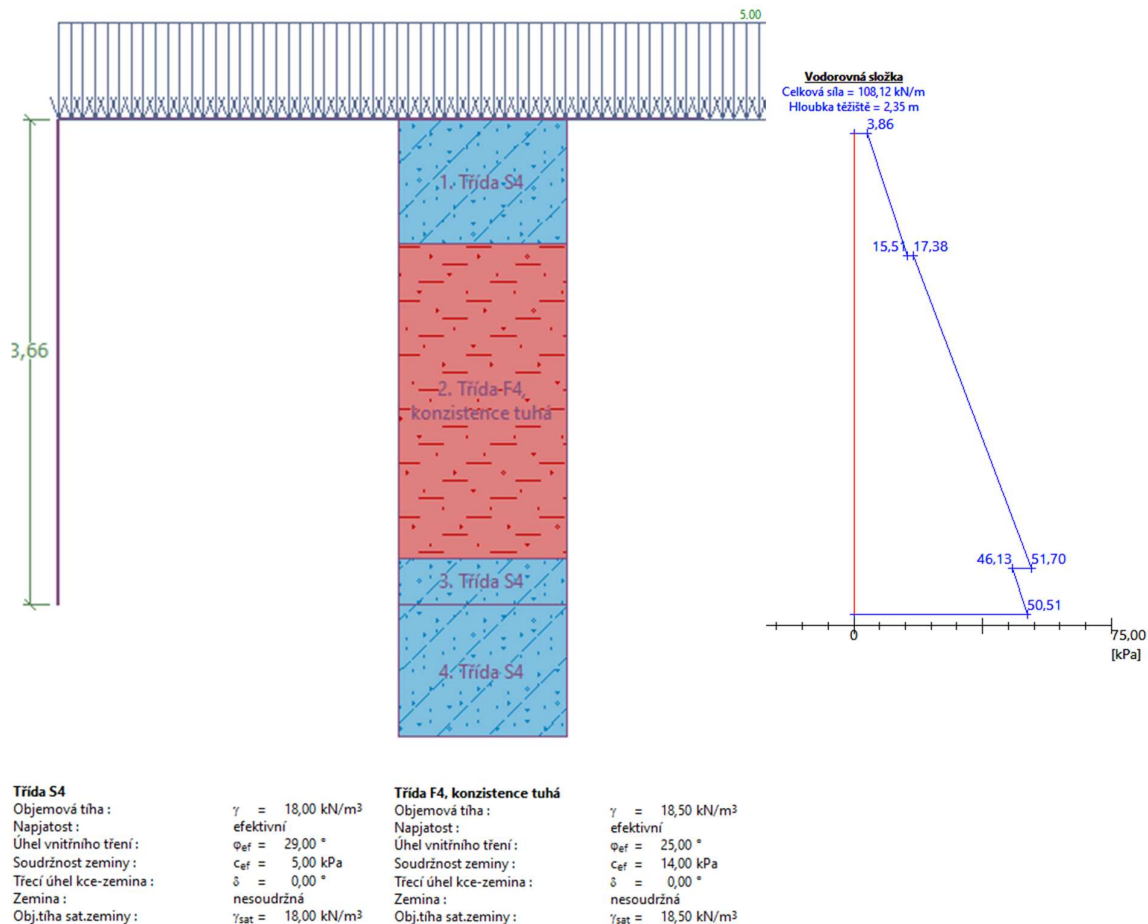
$$\begin{aligned} \sigma_{4,d} &= \sigma_{3b,d} + K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot (h_4 - h_3) \\ &= 46,13 + 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot (3,66 - 3,31) = 50,51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Obrázek 4.1 Vykreslení zemního tlaku

Případná malfunkce horního drenážního potrubí a zavodnění horní vrstvy propustné zeminy může způsobit mírné zvýšení objemové tíhy první vrstvy zeminy. Po konzultaci s geotechnikem bylo zjištěno, že velikost tohoto zvýšení bude zanedbatelná a je ve výpočtu uvažovaná pouze ve formě ponechání rezervy v únosnosti. Problém nastane v případě hutnění druhé vrstvy. Tlak vzniklý při hutnění lze někdy počítat jako by byl součinitel zemního tlaku pro hutněnou vrstvu roven 1. Svislá síla v patě v místě botky pro tuto situaci je rovna 255,38kN, což nevykazuje žádný problém. Ale moment ve stěně je roven 75,93 kNm/m a návrh výztuže by byl značně neekonomický. Proto nelze vrstvy zásypu hutnit. Tepelná izolace XPS navržená po celé výšce stěny je ochráněna geotextilií a nopovou folií. Kdyby došlo k její deformaci, tak výrobci uvádějí únosnost izolace při stlačení 2% do 100kPa, což vyhovuje s rezervou.

Ověření výpočtu bylo provedeno v programu GE05 (viz obrázek 4.2).

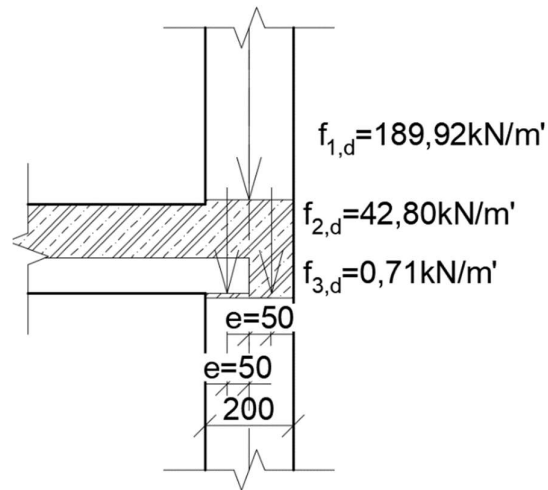


Obrázek 4.2 Posouzení v programu GE05

4.7 Statické působení

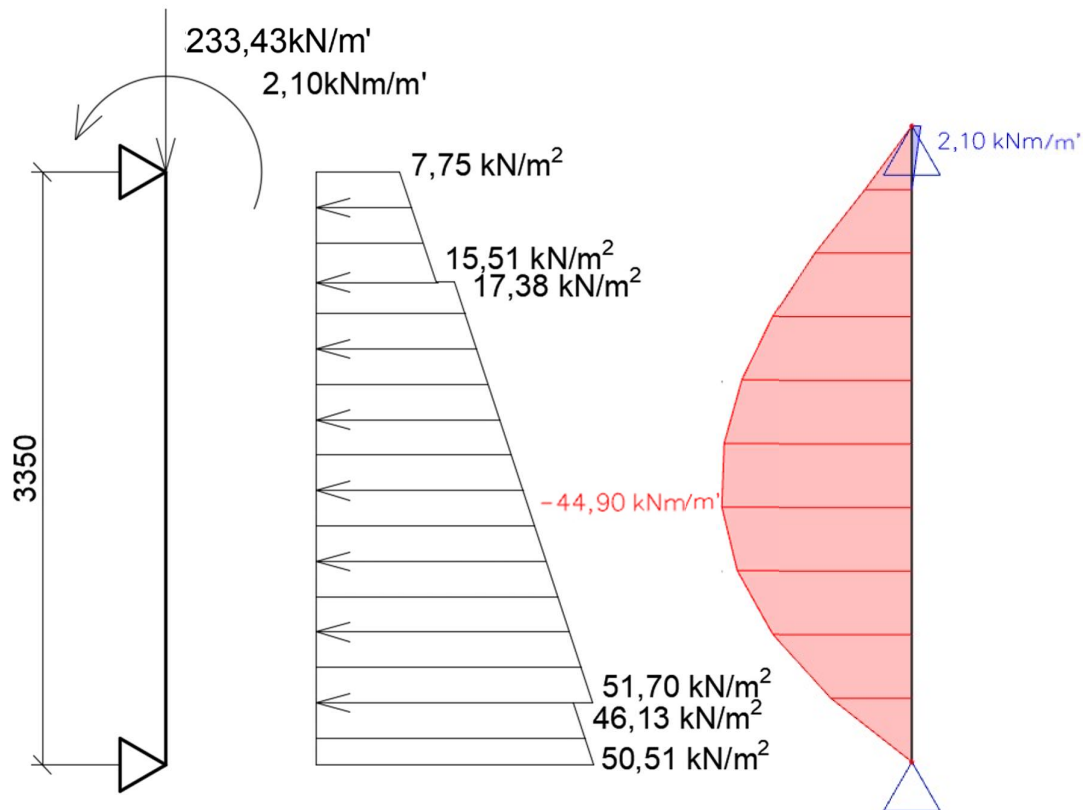
Statické schéma stěnových panelů závisí na provedení styku se stropní konstrukcí. V montážním stavu nejsou stěnové panely dostatečně vodorovně podepřeny a je nutné počkat se zasypáním stěny na dokončení celé nosné konstrukce kvůli přetížení suterénní stěny. Po provedení monolitické nadbetonávky stropní konstrukce lze uvažovat styk v hlavě jako nedokonalé vetknutí, ale bezpečnější je uvažovat kloubové podepření v hlavě i v patě panelu. V patě jsou stěnové panely uloženy na hydroizolaci. Přenos svislých sil a zajištění proti vodorovnému posunu je zajištěno pomocí dvojice botek a šroubů Peikko SUMO Wall Shoe – Anchor bolts, které stěnový panel spojují se základovým pasem.

Pro účely výpočetního modelu byla zvolena výška stěny pod hranu stropní desky, tedy 3,35 m. Část nadbetonávky byla započtena jako samostatná síla působící s excentricitou.



Obrázek 4.3 Detail působení sil v hlavě stěny

Pro vykreslení a výpočet průběhu momentu byl použit program SCIA Engineer20.



Obrázek 4.4 Statické schéma a vykreslení ohybového momentu

4.8 Návrh výztuže a posouzení suterénní stěny

Návrh je proveden zjednodušeně na ohybové momenty a v posouzení je respektováno působení momentu i normálové síly (viz kapitola 4.8.5).

4.8.1 Použité materiály

a) Beton C30/37 – XC2 – CI 0,2 – Dmax 16 – S4

charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

pevnost v tahu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

b) Ocel B500B

charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

návrhová hodnota meze kluzu: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

4.8.2 Stanovení krytí

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

kde:

$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ přídavek pro návrhovou odchylku (prefabrikáty 0–5 mm)

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$ průměr \varnothing prutu

$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ z tabulek pro návrh krycí vrstvy

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} = \max\{10; 20 + 0 - 0 - 0; 10\} = 20 \text{ mm}$$

4.8.3 Svislá výztuž

a) Návrh výztuže

Ohybový moment působící na stěnu od zemního tlaku: $m_{Ed} = 44,9 \text{ kNm/m}'$

(viz obrázek 4.3)

Šířka průřezu je uvažována pro výpočet jako 1000 mm.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 170^2 \cdot 20} = 0,078$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 200 - 25 - \frac{10}{2} = 170 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,102 < 0,1 \div 0,15 \quad (\text{optimum pro deskové působení})$$

Vyhovuje

Potřebná plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s,req} &= \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = \\ &= \left(\frac{1000 \cdot 170 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 44,9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 170^2 \cdot 20}} \right) = 632,78 \text{ mm}^2 / \text{m}' \end{aligned}$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{632,78}{1000 \cdot 170} = 0,37\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: 10 × Ø10 $a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2 / \text{m}'$
--

b) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{785,4 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 21,4 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 170 - 0,4 \cdot 21,4 = 161,44 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$m_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 785,4 \cdot 161,44 = 55,16 \text{ kNm/m'}$$

>

$$m_{Ed} = 44,9 \text{ kNm/m'}$$

Vyhovuje

c) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$a_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 200 = 400 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Posouzení:

$$a_{s,min} = 400 \text{ mm}^2/\text{m'} \leq a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m'} \leq a_{s,max} = 8000 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Vyhovuje

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5\text{mm}) = (20,12,21) = 21\text{mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 100\text{mm} \leq s_{ma} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

4.8.4 Vodorovná výztuž

a) Návrh výztuže

$$\boxed{\text{NÁVRH: } 10 \times \text{Ø}10 \quad a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m}'}$$

b) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$a_{s,min} = \max(0,001 \cdot b \cdot h; 0,25 \cdot a_{s,sv}) = \max(0,001 \cdot 1000 \cdot 200; 0,25 \cdot 785,4) = \\ = 200 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Posouzení:

$$a_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Vyhovuje

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = 400 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{max} = 400 \text{ mm}$$

Vyhovuje

Navržená výztuž může být provedena z katalogové Kari sítě Ø10/100/100 při obou površích prefabrikátu se svislými pruty blíže k povrchu. Možná ekvivalentní úprava je nahrazení vázanou výztuží pruty Ø10 a otočení pořadí prutů. Možná je i úprava na atypickou Kari síť se svislými pruty Ø10 po 100 mm a vodorovnými pruty Ø8 po 100 mm. Pro zachování rezervy pro případné změny ve vodorovném zatížení je navržena výztuž ze sítě stejného profilu.

4.8.5 Posouzení průřezu na účinky N+M

Parametry výpočtu

Šířka průřezu:	$b = 1000 \text{ mm}$
Výška průřezu:	$h = 200 \text{ mm}$
Průměr svislé výztuže:	$\phi_{sv} = 10 \text{ mm}$
Průměr vodorovné výztuže:	$\phi_{vod} = 10 \text{ mm}$
Modul pružnosti výztuže:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Mezní poměrné přetvoření betonu:	$\varepsilon_{cu} = 0,0035$
Přetvoření výztuže a napětí ve výztuži:	$\varepsilon_{s,i} \geq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,i} = f_{yd}$
	$\varepsilon_{s,i} \leq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,i} = E_s \cdot \varepsilon_{s,i}$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 200 - 25 - \frac{10}{2} = 170 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil k ose průřezu:

$$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h}{2} - c - \frac{\phi}{2} = \frac{200}{2} - 25 - \frac{10}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$d_1 = d_2 = c + \frac{\phi}{2} = 25 + \frac{10}{2} = 30 \text{ mm}$$

Výpočet bodů interakčního diagramu

a) BOD 0 – Dostředný tlak

$$\varepsilon_{s,i} \leq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,i} = E_s \cdot \varepsilon_{s,i}$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = 0,002$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} = E_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd,0} &= b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s \\ &= 1000 \cdot 200 \cdot 20 + 785,4 \cdot 400 + 785,4 \cdot 400 = 4628,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{Rd,0} = A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 0 \text{ kNm}$$

b) BOD 1 – Nulové přetvoření tažené výztuže

$$N_{Rd,1} = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 1000 \cdot 170 \cdot 20 + 785,4 \cdot 435 \\ = 3061,65 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot d \right) + A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot f_{yd} = \\ = 0,8 \cdot 1000 \cdot 170 \cdot 20 \cdot \left(\frac{200}{2} - 0,4 \cdot 170 \right) + 785,4 \cdot 70 \cdot 435 = \\ = 110,94 \text{ kNm}$$

c) BOD 2 – Napětí v tažené výztuži na mezi kluzu

$$\xi = \xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 435} = 0,617$$

$$x = x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,617 \cdot 170 = 104,89 \text{ mm}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x_{bal,1} - d_2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{x_{bal,1}} \right) = 0,0035 \cdot \left(1 - \frac{30}{104,89} \right) \\ = 0,0025$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002175$$

$$\varepsilon_{s,2} \geq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,2} = 0,8 \cdot b \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd} \\ = 0,8 \cdot 1000 \cdot 104,89 \cdot 20 + 785,4 \cdot 435 - 785,4 \cdot 435 = 1677,53 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,2} = 0,8 \cdot b \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x_{bal,1} \right) + A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot f_{yd} = \\ = 0,8 \cdot 1000 \cdot 104,89 \cdot 20 \cdot \left(\frac{200}{2} - 0,4 \cdot 104,89 \right) + 785,4 \cdot 70 \cdot 435 \\ + 785,4 \cdot 70 \cdot 435 = 145,24 \text{ kNm}$$

d) BOD 3 – Prostý ohyb

$$N = F_{s1} - F_c - F_{s2} = 0$$

$$A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 0$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\varepsilon_{s,1} \geq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,1} = f_{yd}$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (a)$$

$$\varepsilon_{s,2} \leq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,2} = E_s \cdot \varepsilon_{s,2}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_2)$$

$$x = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d_2}{E_s \cdot \varepsilon_{cu} - \sigma_{s2}} \quad (b)$$

Soustava 2 rovnic o 2 neznámých (a) a (b):

$$\sigma_{s2}^2 \cdot A_{s2} - \sigma_{s2} \cdot (A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_s) + \varepsilon_{cu} \cdot E_s \cdot (A_{s1} \cdot f_{yd} - 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot d_2) = 0$$

$$\sigma_{s2}^2 \cdot 785,4 - \sigma_{s2} \cdot (785,4 \cdot 435 + 785,4 \cdot 0,0035 \cdot 200 \cdot 10^3) + 0,0035 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot (785,4 \cdot 435 - 0,8 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot 30) = 0$$

$$785,4 \sigma_{s2}^2 - 8981429 \sigma_{s2} - 96845700 = 0$$

$$\sigma_{s2-1} = 1234,8558 \quad \text{mez kluzu 500 MPa - nevhodné}$$

$$\sigma_{s2-2} = -99,8558 \quad \text{volíme}$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{785,4 \cdot 435 + 785,4 \cdot 99,8558}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 26,25 \text{ mm}$$

$$N_{Rd,3} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) + A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot z_{s2} \cdot \sigma_{s2} = \\ &= 0,8 \cdot 1000 \cdot 26,25 \cdot 20 \cdot \left(\frac{200}{2} - 0,4 \cdot 26,25 \right) + 785,4 \cdot 70 \cdot 435 \\ &\quad - 785,4 \cdot 70 \cdot 99,8558 = 56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e) BOD 4 – Nulové přetvoření tlačené výztuže

$$\varepsilon_{s,1} \geq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s,1} = f_{yd}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0 \rightarrow \sigma_{s2} = 0$$

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 785,4 \cdot 435 = 341,65 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot z_{s1} \cdot f_{yd} = 785,4 \cdot 70 \cdot 435 = 23,92 \text{ kNm}$$

f) BOD 5 – Dostředný tah

$$F_{s1} = F_c F_{s2} = 0$$

$$N_{Rd,5} = A_s \cdot f_{yd} \cdot 2 = 785,4 \cdot 435 \cdot 2 = 683,3 \text{ kN}$$

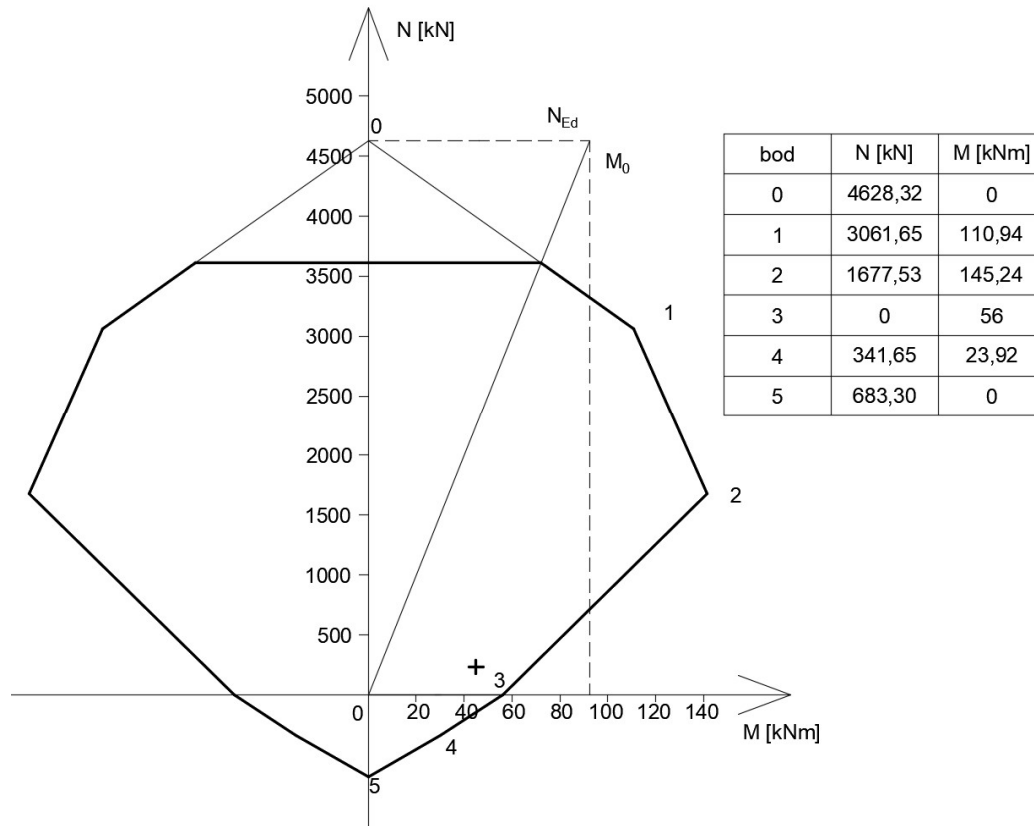
$$M_{Rd,5} = 0 \text{ kNm}$$

Omezení tlakové únosnosti

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}; 20\text{mm}\right) = \left(\frac{200}{30}; 20\text{mm}\right) = \max(6,67; 20\text{mm}) = 20\text{mm}$$

Odpovídající ohybový moment:

$$M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 4628,32 \cdot 0,02 = 92,57 \text{ kNm}$$

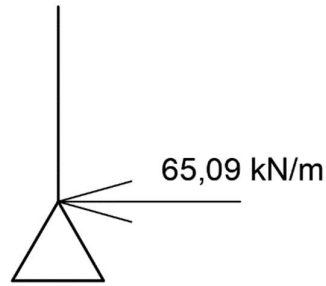


Obrázek 4.5 Interakční diagram

Posouzení bylo provedeno pro maximální normálovou sílu. Z obrázku je patrné, že stěna vyhoví i v dočasné návrhové situaci po spolupůsobení se stropem 1.NP. Zpětné zasypání výkopu může být provedeno již po dokončení stropu nad 1.PP.

4.8.6 Posouzení v patě stěny

Jak je již zmíněno v kapitole 4.7, přenos sil mezi stěnovým dílcem a základem je zajištěn pomocí zálivky, botek a kotevních šroubů od firmy Peikko. Do základového pásu se v místě botek umístí kotevní šrouby Peikko Anchor Bolts HPM 39. Odhadem budou použity 4 botky a šrouby na prvek. Kotevní šroub bude bránit stěně v usmýknutí od vodorovné reakce v patě stěny. Kotevní šrouby je třeba posoudit na stříh. V místě uložení stěny také spolupůsobí třecí síla od přitížení, ale na straně bezpečnosti je ve výpočtu zanedbána a lze ji uvažovat jako rezervu v únosnosti stěny.



Obrázek 4.6 Síla v patě stěny

Vodorovná reakce v podpoře:

$$F_{v,Ed} = f \cdot l = 65,09 \cdot \frac{5,045}{4} = 82,18 \text{ kN}$$

Materiálové vlastnosti šroubů:

Pevnostní třída 8.8

Materiál B500B

Pevnost v tahu $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

Smluvní mez kluzu $f_{yk} = 640 \text{ MPa}$

Součinitel dle pevnostní třídy $\alpha = 0,6$

Bezpečnostní součinitel $\gamma_{M2} = 1,25$

Posouzení únosnosti ve stříhu:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n}{\gamma_{M2}}$$

minimální účinná plocha:

$$A_{s,req} = \frac{F_{v,Ed} \cdot \gamma_{M2}}{\alpha \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{82,18 \cdot 10^3 \cdot 1,25}{0,6 \cdot 800 \cdot 1} = 214 \text{ mm}^2$$

minimální profil šroubu:

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 214}{\pi}} = 16,5$$

NÁVRH: 4 × Peikko HPM 39H; $F_{v,Rd} = 125 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 82,18 \text{ kN}$

Vyhovuje

Tlakové síly jsou přeneseny přímo celou plochou styku. Botky je třeba navrhnout na přenos svislých tahových sil mezi stěnami pomocí daných parametrů od výrobce z technického listu. Tahová síla v patě stěny může vznikat od zatížení větrem nebo jako složka přenosu smykové síly. Botky budou navrženy na svislou sílu ve šroubu. V jedné stěně jsou navrženy 4 botky.

Tahová síla v místě botky není známa a je stanovena zjednodušeným součinitelem 0,5 ze smykové síly působící na šroub.

$$N_{Ed} = \frac{F_{v,Ed}}{0,5} = \frac{82,18}{0,5} = 164,36 \text{ kN}$$

NÁVRH: 4 × Peikko SUMO Wall Shoe 39H; $N_{Rd} = 383 \text{ kN}$

>

$$N_{Ed} = 164,36 \text{ kN}$$

Vyhovuje

4.8.7 Posouzení svislého styku stěn

Svislé spojení panelů je navrženo pomocí smyček Peikko PVL. Okraje stěn jsou tvarově upraveny a do nich jsou umístěny krabice se smyčkami. Po umístění stěny jsou smyčky vytaženy, zajištěny prutem a celý spoj je zalit zálivkou. Počet smyček je určen dle zatížení, rozpětí smyček, typu smyček a výšky panelu.

Výslednice vodorovného zatížení $f_{v,Ed} = 108,10 \text{ kN/m}$

Šířka stěny: $l = 5,05 \text{ m}$

Síla v místě styku:

$$F_{v,Ed} = f_{v,Ed} \cdot \frac{l}{2} = 108,1 \cdot \frac{5,05}{2} = 273 \text{ kN}$$

Výška panelu k hraně stropu $h = 3,35 \text{ m}$

Rozteč smyček PVL 100 $a = 0,25 \text{ m}$

Počet smyček $n = \frac{h}{a} = \frac{3,35}{0,25} - 1 = 12,4 \rightarrow 12 \text{ párů}$

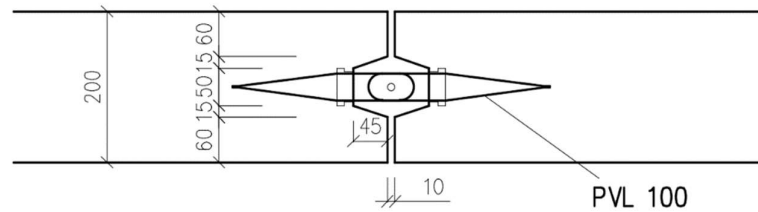
Únosnost jednoho páru z technického listu výrobce $V_{Rd} = 3,37 \text{ kN}$

Únosnost styku:

$$F_{v,Rd} = n \cdot V_{Rd} = 12 \cdot 3,37 = 40,44 \text{ kN}$$

$$\rho = \frac{F_{v,Rd}}{F_{v,Ed}} = \frac{40,44}{273} \cdot 100 = 14,81\%$$

Vodorovné zatížení jednotlivých stěnových panelů se může lišit maximálně o 14 %. Na tento fakt je třeba dbát při budoucím vykopávání zásypu, či případném jiném extrémním nevyrovnaném zatěžování terénu v okolí budovy.



Obrázek 4.7 Řez svislým stykem panelů

4.8.8 Posouzení omezení napětí

a) Zatížení

Charakteristická kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Častá kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

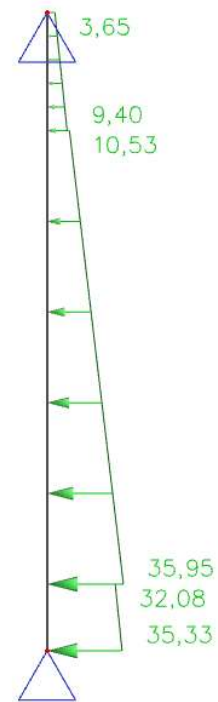
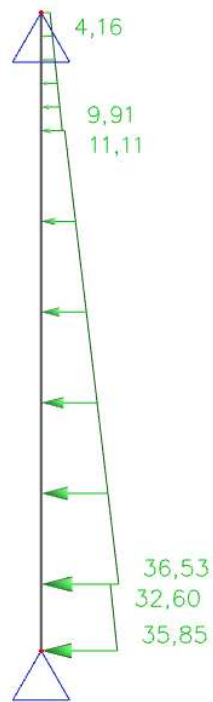
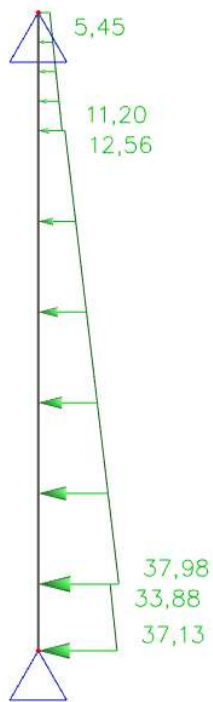
Součinitele aplikovány na proměnné přetížení na povrchu. Všechny ostatní hodnoty vodorovného zatížení brány jako charakteristické. Provedení výpočtu dle vzorců viz kapitola 4.6.1.

$$\psi_{2,i} = 0,3; \psi_{1,1} = 0,5$$

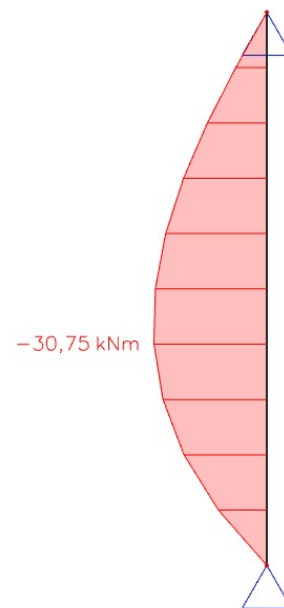
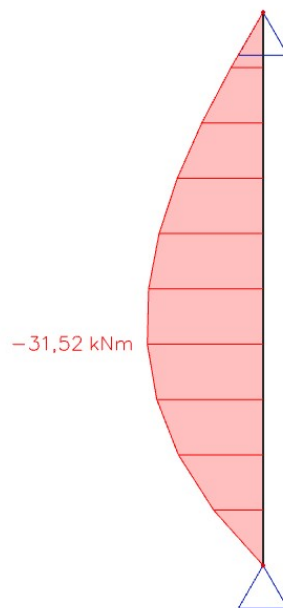
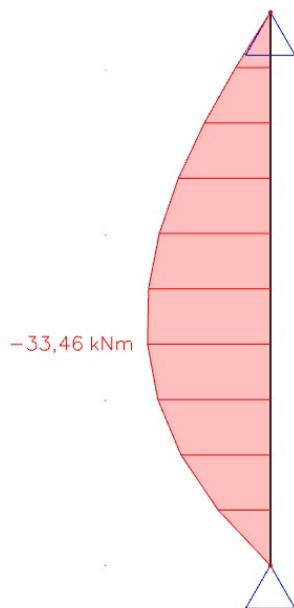
Charakteristická komb.

Častá komb.

Kvazistálá komb.



b) Maximální momenty:



Obrázek 4.8 Vykreslení momentů SCIA

$$M_{Ed,char} = 33,46 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,čast} = 31,52 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,kvaz} = 30,75 \text{ kNm}$$

c) Mezní stav přetvoření

Parametry výpočtu

Účinná výška průřezu: $d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 200 - 25 - \frac{10}{2} = 170 \text{ mm}$

Modul pružnosti betonu: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Modul pružnosti výztuže: $E_s = 200 \text{ GPa}$

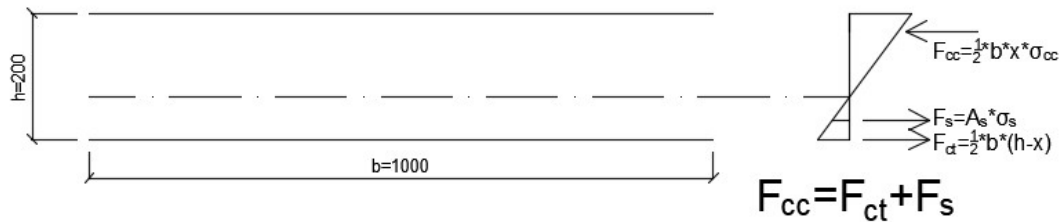
Plocha ohybové výztuže (viz kap. 4.8.3) $A_{s,p} = 785,4 \text{ mm}^2$

1) ST– Krátkodobá situace

$$E_{c,ST} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{32000}{1 + 0} = 32000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ST} = \frac{E_s}{E_{c,ST}} = \frac{200000}{32000} = 6,25$$

Výška tlačené oblasti ideálního průřezu bez trhlin ST,I



Obrázek 4.9 Rozložení sil po průřezu

$$F_{cc} = F_{ct} + F_s$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \cdot \frac{x}{h - x}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ct} \cdot \alpha_{ST} \cdot \frac{d - x}{h - x}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{ST,I} \cdot \sigma_{cc} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{ST,I}) \cdot \sigma_{ct} + A_{s,p} \cdot \sigma_s$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{ST,I} \cdot \sigma_{ct} \cdot \frac{x_{ST,I}}{h - x_{ST,I}} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{ST,I}) \cdot \sigma_{ct} + A_{s,p} \cdot \sigma_{ct} \cdot \alpha_{ST} \cdot \frac{d - x_{ST,I}}{h - x_{ST,I}}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{ST,I}^2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{ST,I})^2 + A_{s,p} \cdot \alpha_{ST} \cdot (d - x_{ST,I})$$

$$x_{ST,I} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + \alpha_{ST} \cdot A_s \cdot d}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot 2 \cdot h + \alpha_{ST} \cdot A_s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 200^2 + 6,25 \cdot 785,4 \cdot 170}{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 200 + 6,25 \cdot 785,4} = 101,68 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{ST,I} &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(x_{ST,I} - \frac{h}{2}\right) + \alpha_{ST} \cdot A_{s,p} \cdot (d - x_{ST,I})^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 200^3 + 1000 \cdot 200 \cdot \left(101,68 - \frac{200}{2}\right) + 6,25 \cdot 785,4 \cdot \\ &\quad \cdot (170 - 101,68)^2 = 0,0006899 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr,ST,I} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{ST,I}}{h - x_{ST,I}} = 2,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,0006899}{200 - 101,68} = 20,35 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,ST,I} = 20,35 \text{ kNm} < M_{Ed,\check{c}ast} = 31,52 \text{ kNm} \quad \text{Vzniknou trhliny}$$

Výška tlačené oblasti ideálního průřezu s trhlinami ST,II

$$\begin{aligned} x_{ST,II} &= \frac{\alpha_{ST} \cdot A_{s,p}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_{ST} \cdot A_{s,p}}}\right) = \\ &= \frac{6,25 \cdot 785,4}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 170}{6,25 \cdot 785,4}}\right) = 36,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{ST,II} &= \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ST,II}^3 + \alpha_{ST} \cdot A_{s,p} \cdot (d - x_{ST,II})^2 = \\ &= \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 36,24^3 + 6,25 \cdot 785,4 \cdot (170 - 36,24)^2 = \\ &= 0,00010369 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr,ST,II} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{ST,II}}{h - x_{ST,II}} = 2,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,00010369}{200 - 36,24} = 1,84 \text{ kNm}$$

2) LT– Dlouhodobá situace

$$E_{c,LT} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{32000}{1 + 2,75} = 8533 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{LT} = \frac{E_s}{E_{c,LT}} = \frac{200000}{8533} = 23,44$$

Výška tlačené oblasti ideálního průřezu bez trhlin LT,I

$$F_{cc} = F_{ct} + F_s$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \cdot \frac{x}{h - x}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ct} \cdot \alpha_{LT} \cdot \frac{d - x}{h - x}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{LT,I} \cdot \sigma_{cc} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{LT,I}) \cdot \sigma_{ct} + A_{s,p} \cdot \sigma_s$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{LT,I} \cdot \sigma_{ct} \cdot \frac{x_{LT,I}}{h - x_{LT,I}} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{LT,I}) \cdot \sigma_{ct} + A_{s,p} \cdot \sigma_{ct} \cdot \alpha_{LT} \cdot \frac{d - x_{LT,I}}{h - x_{LT,I}}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{LT,I}^2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_{LT,I})^2 + A_{s,p} \cdot \alpha_{LT} \cdot (d - x_{LT,I})$$

$$x_{LT,I} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + \alpha_{LT} \cdot A_s \cdot d}{\frac{1}{2} \cdot b \cdot 2 \cdot h + \alpha_{LT} \cdot A_s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 200^2 + 23,44 \cdot 785,4 \cdot 170}{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 200 + 23,44 \cdot 785,4} = 105,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{LT,I} &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(x_{LT,I} - \frac{h}{2} \right) + \alpha_{LT} \cdot A_{s,p} \cdot (d - x_{LT,I})^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 200^3 + 1000 \cdot 200 \cdot \left(105,9 - \frac{200}{2} \right) + 23,44 \cdot 785,4 \cdot \\ &\quad \cdot (170 - 105,9)^2 = 0,0007435 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr,LT,I} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{LT,I}}{h - x_{LT,I}} = 2,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,0007435}{200 - 105,9} = 22,91 \text{ kNm}$$

Výška tlačené oblasti ideálního průřezu s trhlinami LT,II

$$x_{LT,II} = \frac{\alpha_{LT} \cdot A_{s,p}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_{LT} \cdot A_{s,p}}} \right) =$$

$$= \frac{23,44 \cdot 785,4}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 170}{23,44 \cdot 785,4}} \right) = 62,82 \text{ mm}$$

$$I_{LT,II} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{LT,II}^3 + \alpha_{LT} \cdot A_{s,p} \cdot (d - x_{LT,II})^2 =$$

$$= \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 62,82^3 + 23,44 \cdot 785,4 \cdot (170 - 62,82)^2 =$$

$$= 0,0002941 \text{ m}^4$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr,LT,II} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{LT,II}}{h - x_{LT,II}} = 2,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,0002941}{200 - 62,82} = 6,22 \text{ kNm}$$

3) Výpočet a posouzení napětí

a) Charakteristická kombinace:

Omezení tlakového napětí v betonu

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed,char}}{I_{ST,II}} \cdot x_{ST,II} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{33,46}{0,00010369} \cdot 36,24 = 11,69 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Omezení tahového napětí oceli

$$\sigma_s = \alpha_{ST} \cdot \frac{M_{Ed,char}}{I_{ST,II}} \cdot (d - x_{ST,II}) \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

$$\sigma_s = 6,25 \cdot \frac{33,46}{0,00010369} \cdot (170 - 36,24) = 269,77 \text{ MPa} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

b) Kvazistálá kombinace:

Omezení tlakového napětí v betonu

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed,kvaz}}{I_{LT,II}} \cdot x_{LT,II} \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{30,75}{0,0002941} \cdot 62,82 = 6,57 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Mezní tahové napětí ve výztuži

$$\sigma_s = \alpha_{LT} \cdot \frac{M_{Ed,kvaz}}{I_{LT,II}} \cdot (d - x_{LT,II})$$

$$\sigma_s = 23,44 \cdot \frac{30,75}{0,0002941} \cdot (170 - 62,82) = 262,67 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Navržená výztuž Ø10-100mm vyhovuje, dle tabulek v následující kapitole (4.8.9), pro maximální dovolenou šířku trhlin $w_k=0,3\text{mm}$.

4.8.9 Omezení trhlin bez přímého výpočtu šířky trhlin

Minimálním množstvím výztuže soudržné s betonem ve všech tažených průřezích

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_C \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

odhad napětí ve výztuži: $\sigma_s = 320 \text{ MPa}$

Z tabulek z normy EN-1992-1

Tabulka 4-1 Maximální průměry výztuže pro omezení šířky trhlin, Převzato [16]

Napětí ve výztuži ² [MPa]	Maximální průměr prutu [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

POZNÁMKA 1. Hodnoty v tabulce vycházejí z následujících předpokladů:
 $c = 25\text{mm}$; $f_{ct,eff} = 2,9\text{MPa}$; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$;
 $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ and $k' = 1,0$

2. Při odpovídající kombinaci účinků zatížení

Tabulka 4-2 Maximální vzdálenost mezi pruty pro omezení šířky trhlin, Převzato [16]

Napětí ve výztuži ² [MPa]	Maximální vzdálenost prutů [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Navržená výztuž $\varnothing 10-100$ mm vyhovuje dle tabulek pro maximální dovolenou šířku trhlin $w_k=0,3\text{mm}$.

4.9 Návrh přepravních úchytů

Rozměry navrhovaného stěnového panelu 5,045 x 3,35 x 0,2 m.

$$F = 3,35 \cdot 0,2 \cdot 5,045 \cdot 2,5 = 8,45t = 84,5 \text{ kN}$$

Síla od adheze k formě

$$F_{ad} = 3,35 \cdot 5,045 \cdot 1 \text{ kN/m}^2 = 16,9 \text{ kN}$$

1. zatěžovací stav (vl. tíha, dynamické zatížení, diagonální tah)

$$F_z = 84,5 \cdot 1,3 \cdot \frac{1,15}{2} = 63,16 \text{ kN na úchyt}$$

2. zatěžovací stav (vl. tíha + adheze)

$$F_z = FQ = (84,5 + 16,9) \cdot \frac{1,15}{2} = 58,31 \text{ kN na úchyt}$$

NÁVRH: 2 × Peikko JENKA WAL 36 každá s $N_{Rd} = 63 \text{ kN}$

Vyhovuje

Každý přepravní úchyt musí být zajištěn proti vytržení předepsanou výztuží dle technického listu výrobce. Doporučené pruty tvaru U Ø14 a délky 550 mm pro každý úchyt.

Výkresy tvaru a výztuže panelu jsou v příloze B.

4.10 Posouzení stěnových panelů s otvory

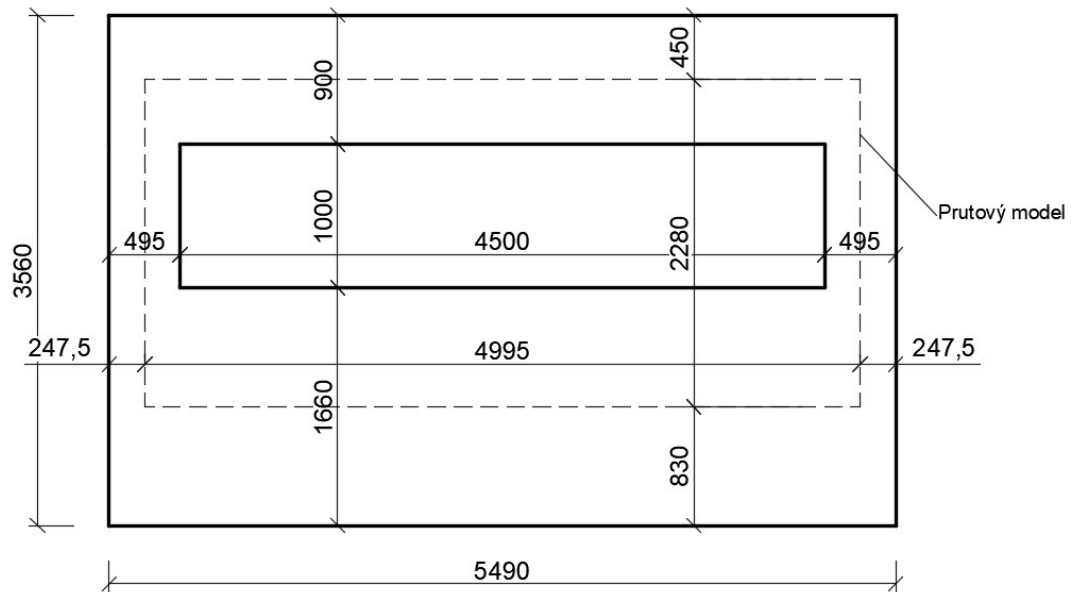
Dosavadní výpočty byly prováděny pouze na nejvíce zatížené stěně suterénu ve štítě budovy, u které je jisté, že bude celá pod terénem. Jelikož je ale terén svahovaný, tak další panely mohou například mít okna (viz obrázek 4.10). V této kapitole je posouzeno, do jaké maximální výšky může panel s oknem být zasypán zeminou. Jedná se o panel S001.

Pro posouzení byl uvažován pouze jednovrstvý zásyp z písku hlinitého třídy S4, zatřídění (viz kapitola 4.6.1).

Zatížení bočního panelu je odlišné oproti zatížení panelu ve štítě, zatížení ze stropů je přenášeno pomocí štítových panelů a uvnitř v objektu pomocí průvlaků do stěn a sloupů. Průvlaků jsou uloženy na manžetu. Panel je zatížen liniově

z vyšších podlaží od všech konstrukcí, protože se uvažuje, že bodová síla v uložení průvlaku se po výšce panelu roznese a zatěžuje spodní panel jako součást celkového liniového zatížení.

Přenos sil po výšce panelu byl vypočítán a vymodelován pomocí programu Scia Engineer. Stěna je pro výpočet vymodelována pomocí prutového modelu (viz obrázek 4.10).



Obrázek 4.10 Pohled na stěnový panel s oknem

a) Zatížení zemním tlakem

Výpočet dle vzorce obdobný jako v kapitole (4.6.1).

Písek hlinitý S4

charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_1' = 29^\circ$

součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_{0,1} = (1 - \sin \varphi_1') \sqrt{OCR} = (1 - \sin 29) \sqrt{1} = 0,5152$$

$$\Delta h \quad \text{přetížení terénu} \quad \Delta h = \frac{q_k \cdot \gamma_Q}{\gamma_{zem} \cdot \gamma_G} = \frac{5 \cdot 1,5}{18 \cdot 1,35} = 0,309 \text{ m}$$

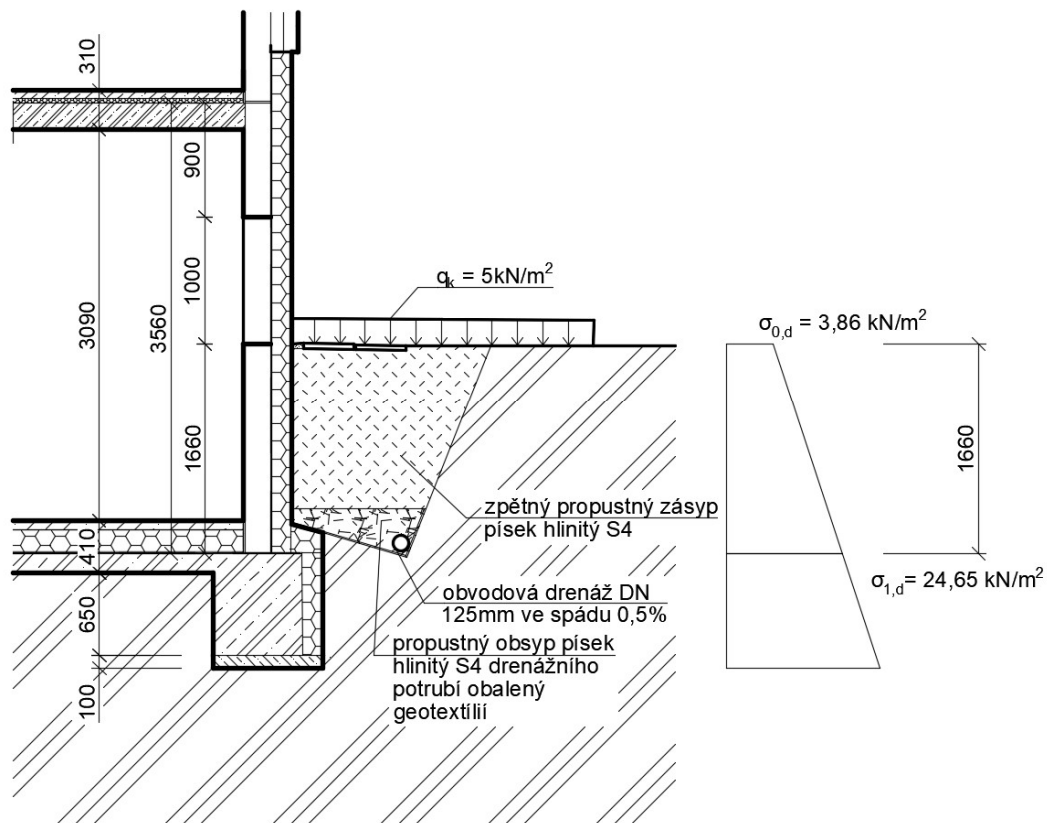
$$q_k \quad \text{charakteristické nahodilé zatížení na terénu} \quad q_{0,k} = 5 \text{ kN/m}^2$$

1) Na úrovni terénu

$$\sigma_{0,d} = K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot \Delta h = 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot 0,309 = 3,86 \text{ kN/m}^2$$

2) Ve vrcholu stěny

$$\sigma_{1,d} = K_{0,1} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_G \cdot (h_1 + \Delta h) = 0,5152 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot (1,66 + 0,309) = 24,65 \text{ kN/m}^2$$

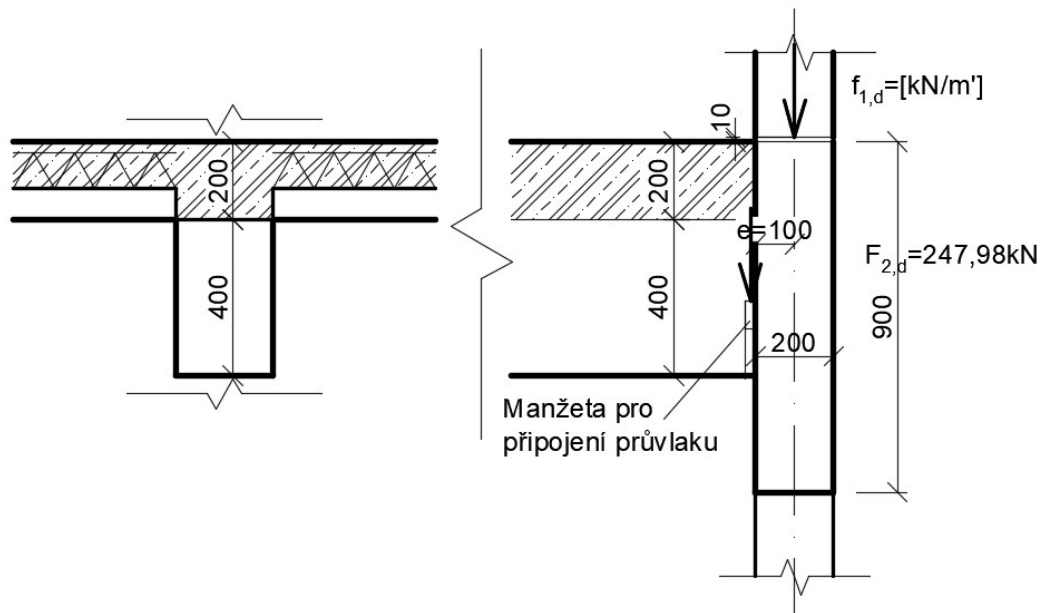


Obrázek 4.11 Vykreslení zemního tlaku

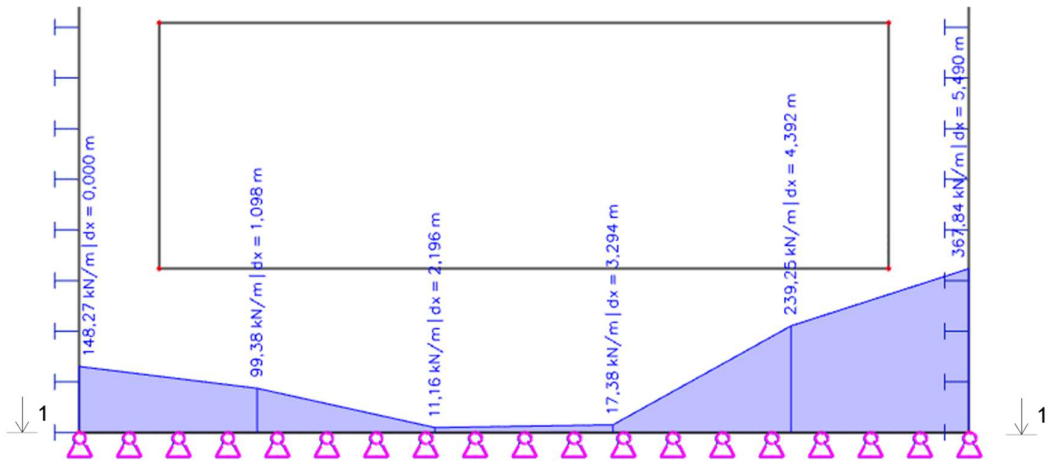
Zatížení od zemního tlaku je pro prutový model zastoupeno střední hodnotou 24,7 kN/m. Pro model samostatného sloupku je přenásobeno polovinou šířky panelu 2,745 m.

b) Zatížení od stropu nad 1.PP v místě uložení průvlaku

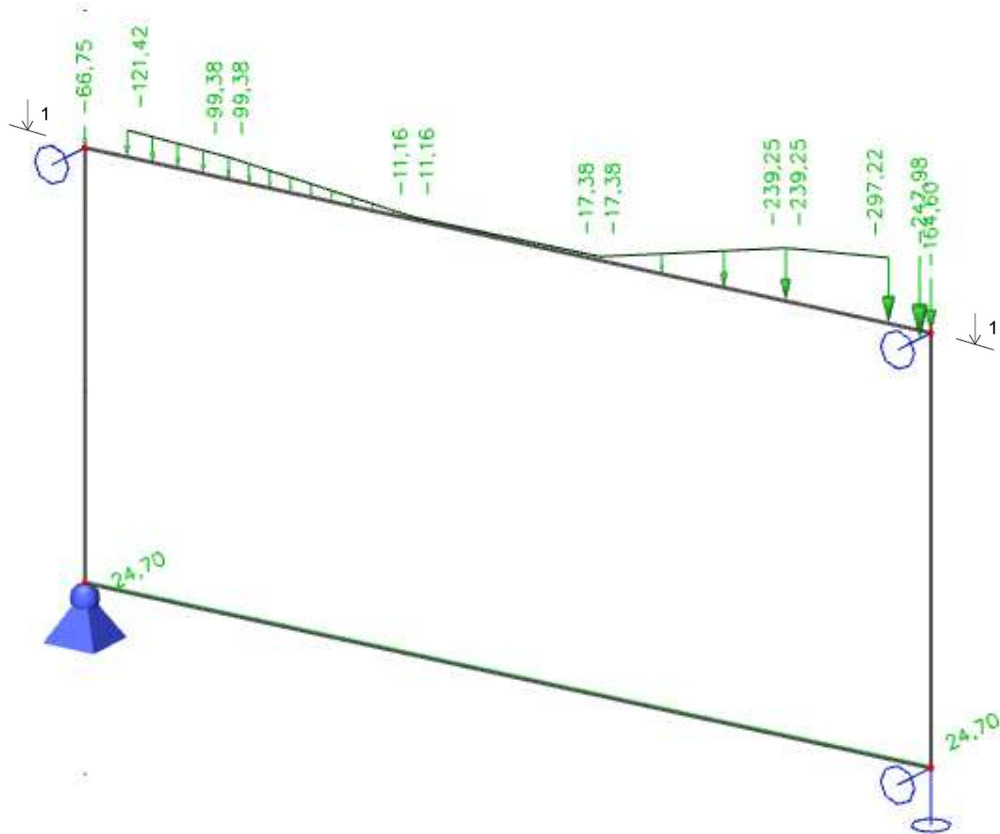
Stálé	počet	zat. [kN/m ²]	zat. délka/plocha [m]	Char. zat. [kN]	γ_F [-]	Návrh. zat. [kN]
průvlak	1	0,25*0,4*25	3,25	8,125	1,35	10,97
stropní deska	1	5,14	17,47	89,8	1,35	121,23
skladba podlahy	1	1,52	17,47	26,55	1,35	35,84
Σ CELKEM			Σg_{2,k} =	124,475	Σg_{2,d} =	168,04
Proměnné						
náhradní zatížení příčky	1	0,8	17,47	13,98	1,5	20,97
redukované užité zatížení strop	1	0,9*2,5	17,47	39,31	1,5	58,97
Σ CELKEM			Σq_{2,k} =	53,29	Σq_{2,d} =	79,94
						Σf_{2,d} = 247,98



Obrázek 4.12 Působení sil na panel

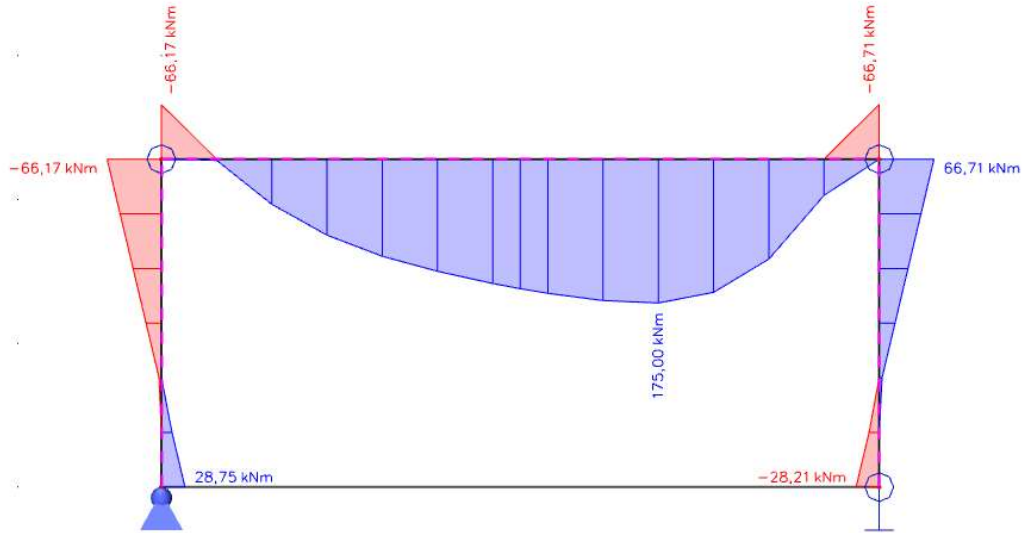


Obrázek 4.13 Panel zatěžující suterénní panel s oknem.
Vykreslení svislých sil.



Obrázek 4.14 Prutový model panelu se zatížením od horní konstrukce a
zemního tlaku.

Vykreslení zavedení prutového modelu (viz obrázek 4.10).



Obrázek 4.15 Vykreslení momentu od svislého zatížení na prutovém modelu.

4.10.1 Ohybová výztuž nadpraží

1) V poli

Ohybový moment v poli: $M_{Ed,d} = 175 \text{ kNm}$ (viz obrázek 4.15)

Výška nadpraží je 900 mm. Šířka panelu je 200 mm.

Materiály panelu jsou stejné jako v kapitole 4.8.1. Krytí je stanoveno v kapitole 4.8.2.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{M_{Ed,d}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{175 \cdot 10^6}{200 \cdot 861^2 \cdot 20} = 0,05902$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{tr} = 900 - 25 - \frac{12}{2} - 8 = 861 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,076 < \xi_{bal,1} = 0,45 (0,617)$$

Vyhovuje

Potřebná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,d}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) =$$
$$= \left(\frac{200 \cdot 861 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 175 \cdot 10^6}{200 \cdot 861^2 \cdot 20}} \right) = 481,9 \text{ mm}^2$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{481,9}{200 \cdot 861} = 0,28\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: 5 × Ø12	$A_{s,prov} = 565,5 \text{ mm}^2$
-----------------------	---

a) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{565,5 \cdot 435}{0,8 \cdot 200 \cdot 20} = 76,87 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 861 - 0,4 \cdot 76,87 = 830,25 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 565 \cdot 830,25 = 204,23 \text{ kNm} > M_{Ed,d} = 175 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

b) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{2,9}{500} \right) \cdot 200 \cdot 861 = 259,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 200 \cdot 861 = 223,86 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 200 \cdot 900 = 7200 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$A_{s,min} = 259,7 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 565 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 7200 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5\text{mm}) = (20; 14,4; 21) = 21\text{mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 30,5\text{mm} \leq s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

2) Nad podporou

Ohybový moment nad podporou: $M_{Ed,h} = 66,71 \text{ kNm}$ (viz obrázek 4.12)

Výška nadpraží je 900 mm. Šířka panelu je 200 mm.

Materiály panelu jsou stejní jako v kapitole 4.8.1. Krytí je stanoveno v kapitole 4.8.2.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{M_{Ed,d}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{66,71 \cdot 10^6}{200 \cdot 861^2 \cdot 20} = 0,0225$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} - \phi_{tř} = 900 - 25 - \frac{12}{2} - 8 = 861 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,028 < \xi_{bal,1} = 0,45 (0,617)$$

Vyhovuje

Potřebná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,d}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) =$$
$$= \left(\frac{200 \cdot 861 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 66,71 \cdot 10^6}{200 \cdot 861^2 \cdot 20}} \right) = 180,16 \text{ mm}^2$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{180,16}{200 \cdot 861} = 0,11\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: 3 × Ø12	$A_{s,prov} = 339,3 \text{ mm}^2$
-----------------------	---

a) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{339,3 \cdot 435}{0,8 \cdot 200 \cdot 20} = 46,12 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 861 - 0,4 \cdot 46,12 = 842,6 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 339 \cdot 842,6 = 124,25 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,71 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

b) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{2,9}{435} \right) \cdot 200 \cdot 861 = 259,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 200 \cdot 869 = 225,94 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 200 \cdot 900 = 7200 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$A_{s,min} = 259,7 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 339 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 7200 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5\text{mm}) = (20; 14,4; 21) = 61 \text{ mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

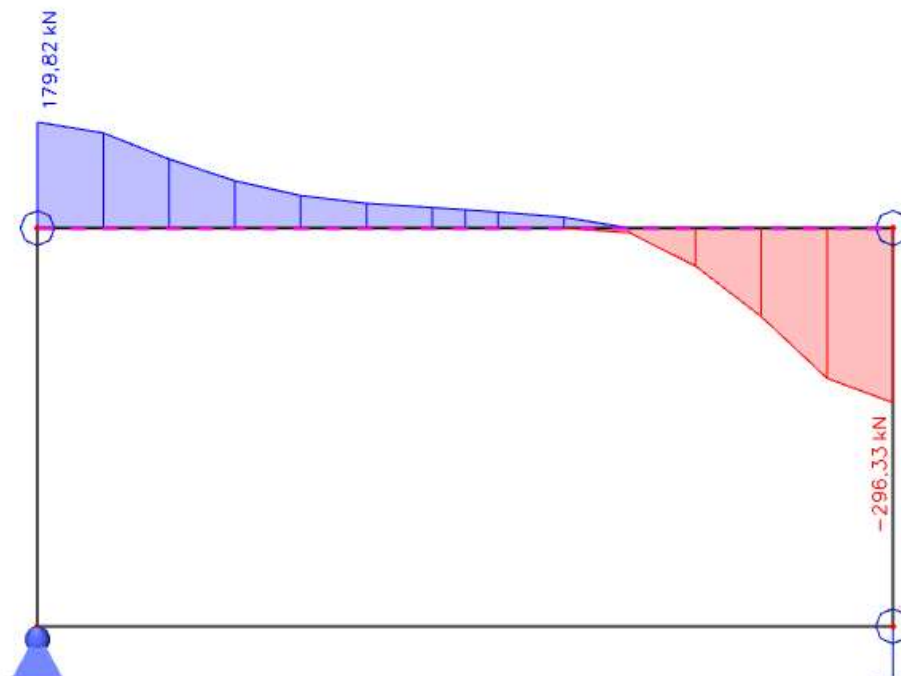
$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 61 \text{ mm} \leq s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

4.10.2 Smyková výztuž nadpraží



Obrázek 4.16 Vykreslení posouvající síly nadpraží

a) Návrh výztuže

Největší posouvající síla: $V_{Ed} = 296,33 \text{ kN}$ (viz obrázek 4.13)

Šířka stěny $b = 200 \text{ mm}$. Účinná výška průřezu $d = 861 \text{ mm}$. Rameno vnitřních sil $z = 830,25 \text{ mm}$, viz předchozí výpočet ohybové výztuže v poli kapitola 4.10.1-1a.

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$\cot \theta = 1,5$$

$$\Delta l = z \cdot \cot \theta = 830,25 \cdot 1,5 = 1245,38 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \frac{z \cdot \cot \theta}{(1 + \cot^2 \theta)} = 0,528 \cdot 20 \cdot 200 \cdot \frac{830,25 \cdot 1,5}{1 + 1,5^2} = 809,3 \text{ kN}$$

>

$$V_{Ed} = 296,33 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Návrh třmíneků:

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tř}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 100,5 \text{ mm}^2$$

$$s_1 \leq A_{sw} \cdot \frac{f_{yd,sw}}{V_{Ed,1}} \cdot z \cdot \cot \theta = 100,5 \cdot \frac{435}{296,33} \cdot 830,25 \cdot 1,5 = 184 \text{ mm}$$

$$\text{volím } s_1 = 180 \text{ mm}$$

b) Ověření konstrukčních zásad

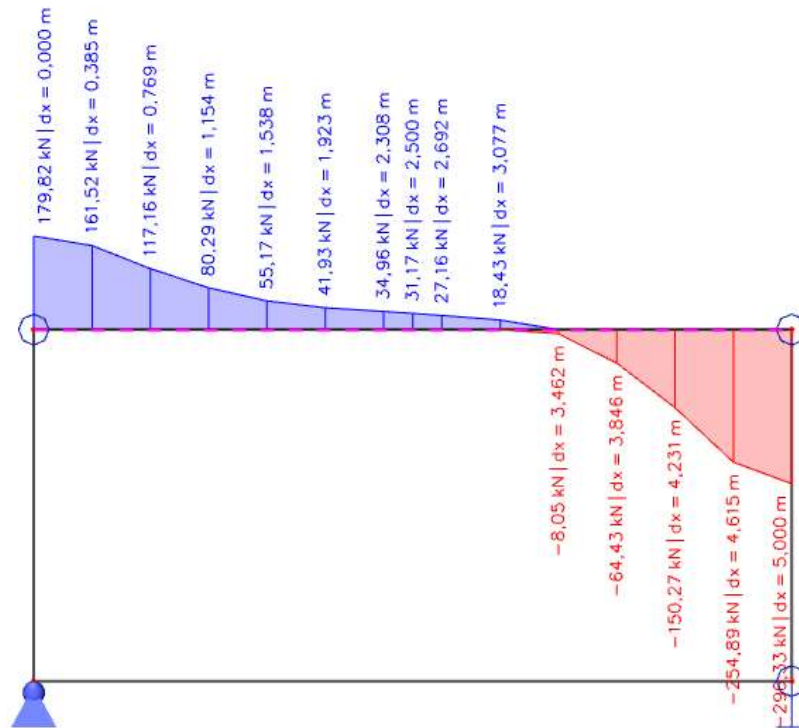
$$s_1 \leq \min(0,75 \cdot d; 400) = \min(651,75; 400) = 400 \text{ mm}$$

Vyhovuje

NÁVRH: $\phi_{tř}$ 8 po 180 mm

Návrh konstrukčních třmínků:

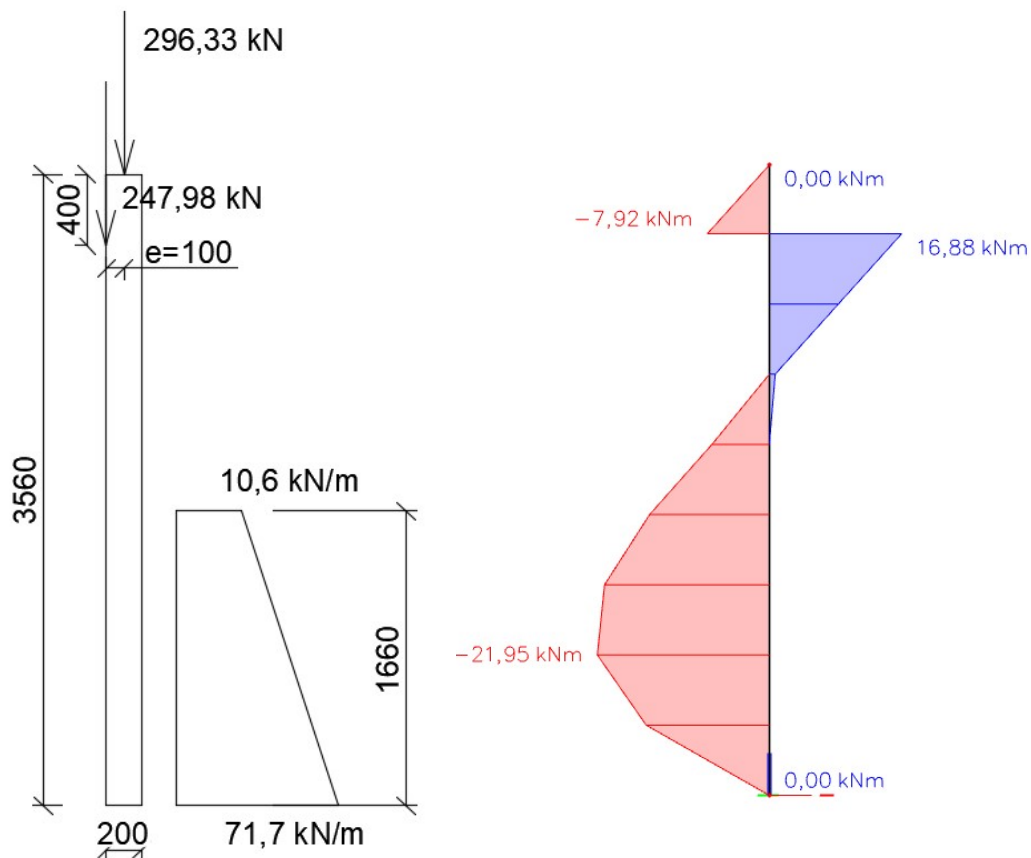
$$V_{Rd,min} = A_{sw} \cdot \frac{f_{yd}}{s_{max}} \cdot z \cdot \cot\theta = 100,5 \cdot \frac{435}{300} \cdot 1245,38 = 181,48 \text{ kN}$$



Obrázek 4.17 Rozložení posouvajících sil po průřezu

Konstrukční třmínky ve vzdálenosti $\Delta l = 1207,15 \text{ mm}$ od podpory mají dostatečnou únosnost. Není potřeba mezilehlá oblast.

NÁVRH: $\phi_{tř}$ 8 po 300 mm



Obrázek 4.18 Vykreslení momentu od zemního tlaku a svislého zatížení na sloupku stěny

4.10.3 Svislá výztuž sloupku

Návrh je proveden zjednodušeně na ohybové momenty a v posouzení je respektováno působení momentu i normálové síly (viz kapitola 4.10.5).

Maximální ohybový moment: $M_{Ed,d} = 21,95 \text{ kNm}$ (viz obrázek 4.15)

Výška sloupku je 3560 mm. Tloušťka panelu (výška průřezu z hlediska působení) je 200 mm. Šířka sloupku je 495 mm.

Materiály panelu jsou stejné jako v kapitole 4.8.1. Krytí je stanoveno v kapitole 4.8.2.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21,95 \cdot 10^6}{495 \cdot 161^2 \cdot 20} = 0,08554$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{tř} = 200 - 25 - \frac{12}{2} - 8 = 161 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,112 < \xi_{bal,1} = 0,45 (0,617) \quad \text{Vyhovuje}$$

Potřebná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = \\ = \left(\frac{495 \cdot 161 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 21,95 \cdot 10^6}{495 \cdot 161^2 \cdot 20}} \right) = 328,1 \text{ mm}^2$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{328,1}{495 \cdot 161} = 0,41\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: $3 \times \emptyset 12$ $A_{s,prov} = 339,3 \text{ mm}^2$

a) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{339,3 \cdot 435}{0,8 \cdot 495 \cdot 20} = 18,64 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 161 - 0,4 \cdot 18,64 = 153,54 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 339,3 \cdot 153,54 = 22,66 \text{ kNm} > M_{Ed,d} = 21,95 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

b) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{2,9}{500} \right) \cdot 495 \cdot 161 = 120,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 495 \cdot 161 = 103,6 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 495 \cdot 200 = 3960 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$A_{s,min} = 120,18 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 339 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 3960 \text{ mm}^2/m'$$

Vyhovuje

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5\text{mm}) = (20; 14,4; 21) = 21\text{mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 208,5 \text{ mm} \leq s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

4.10.4 Posouzení štíhlosti sloupku

štíhlost pilíře:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1 \cdot l}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{1 \cdot 3,56}{\frac{0,2}{\sqrt{12}}} = 61,66$$

limitní štíhlost pilíře:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,69 \cdot 1,14 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}} = \frac{20 \cdot 0,69 \cdot 1,14 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{708,91 \cdot 10^3}{200 \cdot 495 \cdot 20}}} = 18,4$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 2,27} = 0,69$$

účinný součinitel dotvarování:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} = 2,7 \cdot \frac{30,42}{36,13} = 2,27$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,7 \text{ z grafu pro } t_0 = 14 \text{ dní}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,15} = 1,14$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{678,6 \cdot 435}{200 \cdot 495 \cdot 20} = 0,15$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 1 = 0,7$$

$$r_m = 1 \text{ odhad}$$

$\lambda = 61,66 > \lambda_{lim} = 18,4$ Prvek je štíhlý. Je třeba uvažovat moment II. řádu – výpočet metodou dle jmenovité křivosti dle normy EN 1992-1-1.

Parametry výpočtu:

$$N_{Ed} = 708,91 \text{ kN}$$

$$N_{E,kvaz} = 423,53 \text{ kN}$$

$$M = 19,78 \text{ kNm}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

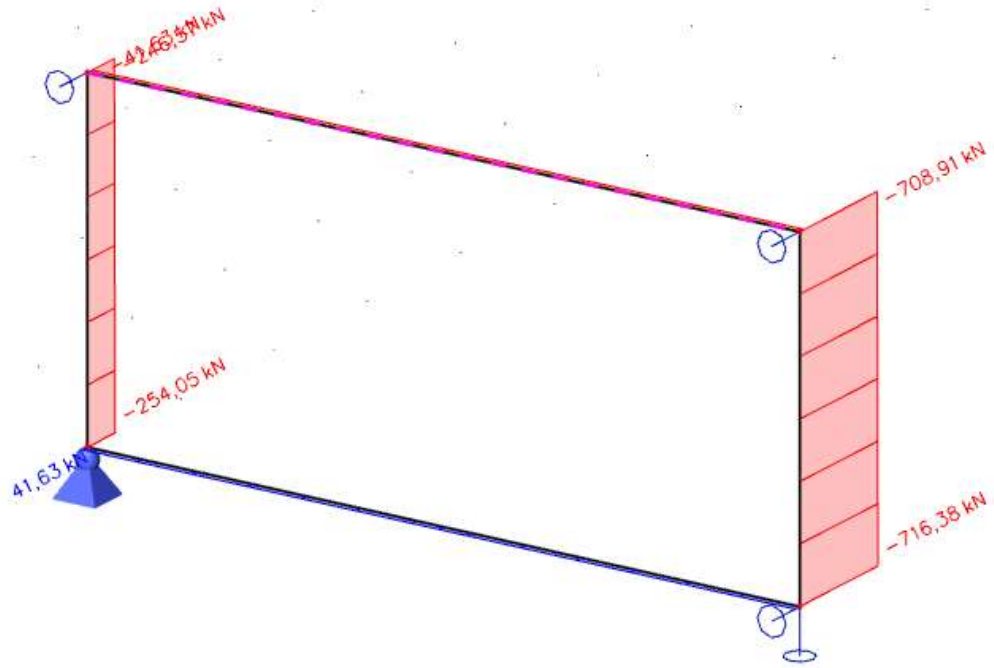
$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 339,3 \text{ mm}^2$$

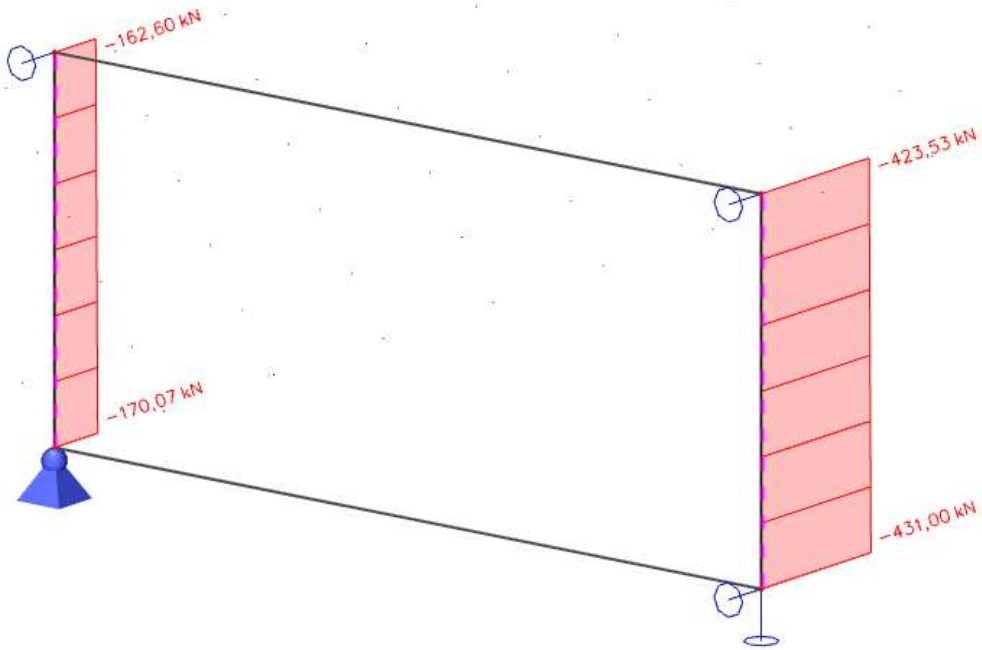
$$A_s = 678,6 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset_{tř} = 8 \text{ mm}$$

$$h \times b = 200 \times 495 \text{ mm}$$



Obrázek 4.19 Svislá návrhová normálová síla ve sloupcích



Obrázek 4.20 Svislá kvazistálá normálová síla ve sloupcích

Výpočet:

$$M_{0,Ed} = M + N_{Ed} \cdot e_0 = 21,95 + 708,91 \cdot 0,02 = 36,13 \text{ kN}$$

$$M_{0,Eqp} = M + N_{E,kvaz} \cdot e_0 = 21,95 + 423,53 \cdot 0,02 = 30,42 \text{ kN}$$

excentricita prvního řádu:

$$e_0 = \max\left(20\text{mm}; \frac{h}{30}; \frac{l_0}{400}\right) = \max(20; 6,67; 8,9) = 20 \text{ mm}$$

Návrhový moment:

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + M_2 = 36,13 + 33,96 = 70,09 \text{ kNm}$$

Moment II. řádu:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 708,91 \cdot 0,0479 = 33,96 \text{ kNm}$$

průhyb:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 0,0378 \cdot \frac{3,56^2}{10} = 0,0479 \text{ m}$$

součinitel závislý na rozdělení křivosti:

$$c = 10$$

křivost:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,03 = 0,0378 \text{ m}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{\frac{f_{yd}}{E_s}}{0,45 \cdot d} = \frac{\frac{435 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^6}}{0,45 \cdot 0,161} = 0,03 \text{ m}^{-1}$$

účinná výška:

$$d = h - c_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} = 200 - 25 - 8 - 6 = 161 \text{ mm}$$

opravný součinitel závislejší na normálové síle:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,15 - 0,36}{1,15 - 0,4} = 1,05$$

poměrná normálová síla:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_s \cdot f_{cd}} = \frac{708,91 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,495 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,36$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{678,6 \cdot 435}{200 \cdot 495 \cdot 20} = 1,15$$

hodnota n při maximální momentové únosnosti:

$$n_{bal} = 0,4$$

součinitel zohledňující dotvarování:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + 0,089 \cdot 2,25 = 1,2 \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{61,66}{150} = 0,089$$

4.10.5 Posouzení sloupku na N+M

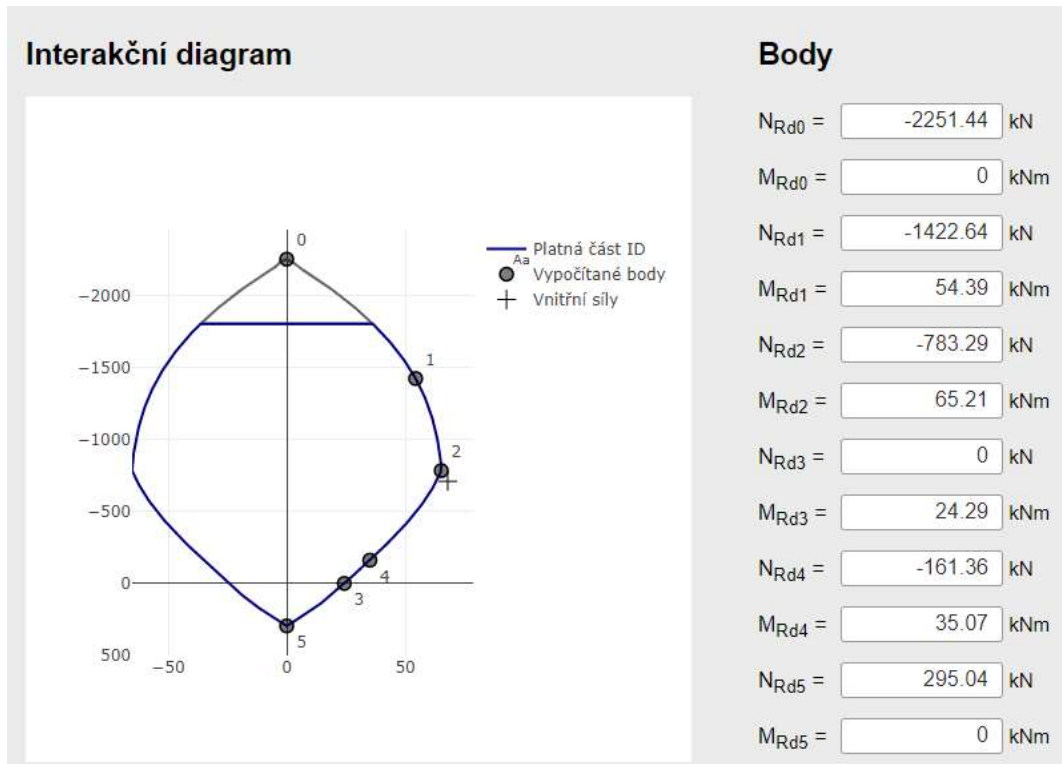
Sloupek je posouzen na působení svislé normálové síly a momentu stejně jako v kapitole (4.8.5). Posouzení je provedeno v programu InDiOn.

Pro navrženou výztuž na ohyb, sloupek nevydrží na účinky II. řádu. Navrhují proto opatření zvýšení počtu prutů $\varnothing 12$ ze 3 na 5 na jedné straně, tedy na celkový počet 10 prutů ve sloupku. Nová rozteč mezi pruty je 105 mm.

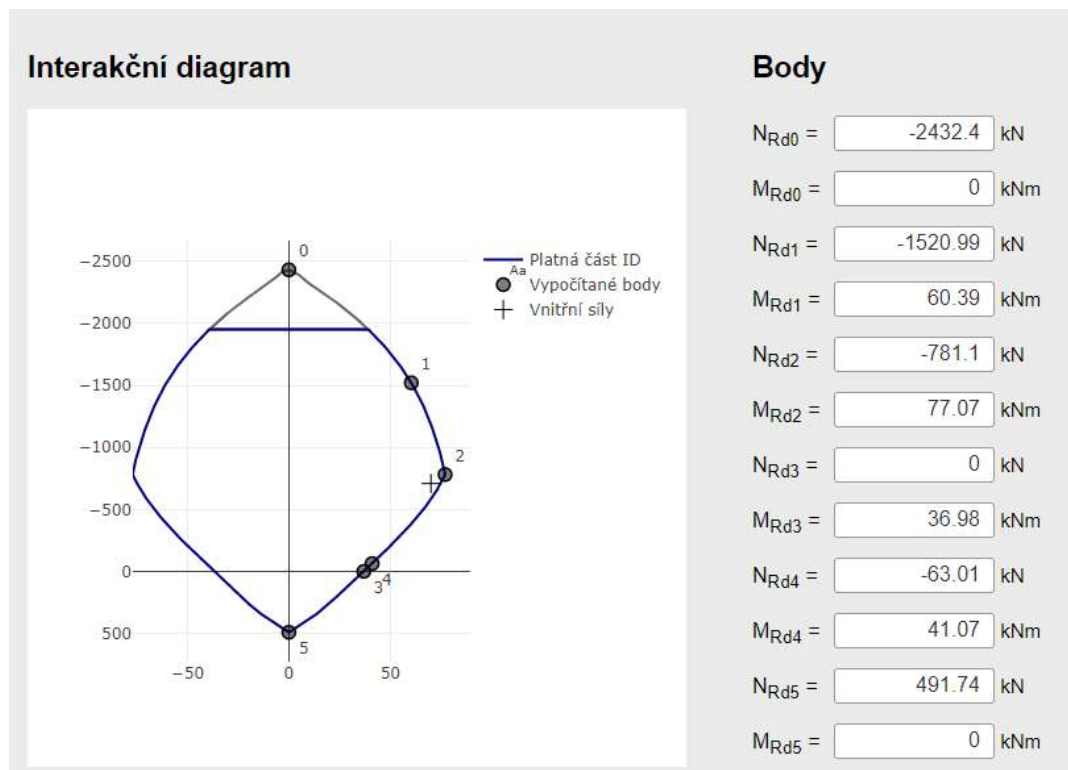
$$\mathbf{NÁVRH: 5 \times \varnothing 12 \quad A_{s,prov} = 565,5 \text{ mm}^2}$$

Pro opravenou výztuž sloupek již vyhovuje i na účinky II. řádu (viz obrázek 4.22). Problémem ale je, že normálová síla uvažovaná ve výpočtu je maximální silou působící na stěnu při provedení celé nadzemní konstrukce. Tato síla zahrnuje i užité zatížení, které se v dočasné návrhové situaci nevyskytuje. Na druhém sloupku není uložen průvlak, lze tedy uvažovat, že v dočasné návrhové situaci bude zatížen jen vlastní tíhou. Na straně bezpečnosti je lepší posoudit druhý sloupek zatížený momentem od zemního tlaku a normálovou silou od vlastní tíhy 16,57 kN. Na tuto sílu je třeba navrhnout více výztuže, pro kterou sloupek bezpečně vyhovuje (viz obrázek 4.23).

$$\mathbf{NÁVRH: 6 \times \varnothing 16 \quad A_{s,prov} = 1206,4 \text{ mm}^2}$$



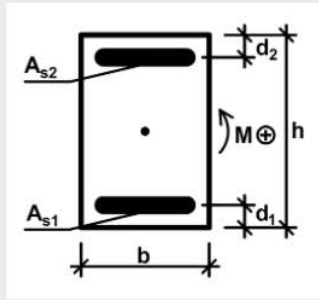
Obrázek 4.21 Interakční diagram sloupku, program InDiOn



Obrázek 4.22 Interakční diagram sloupku pro novou výztuž, program InDiOn

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm
 $h =$ mm
 $d_1 =$ mm
 $d_2 =$ mm
 $A_{s1} =$ mm²
 $A_{s2} =$ mm²



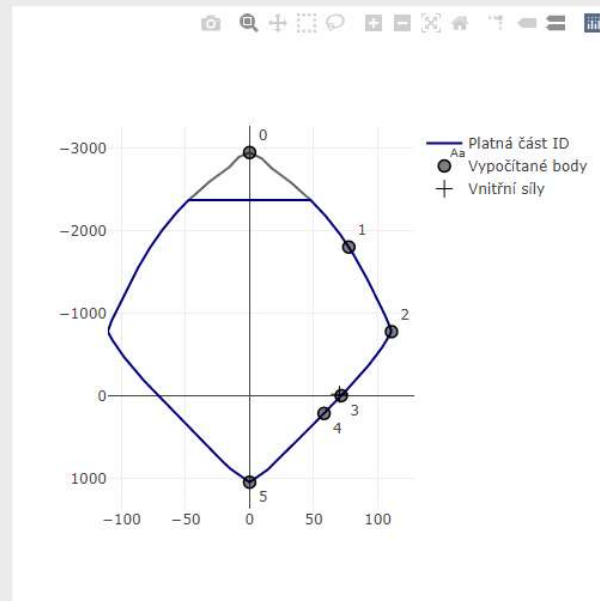
Materiály

$f_{ck} =$ MPa
 $f_{yk} =$ MPa
 $E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN
 $M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram

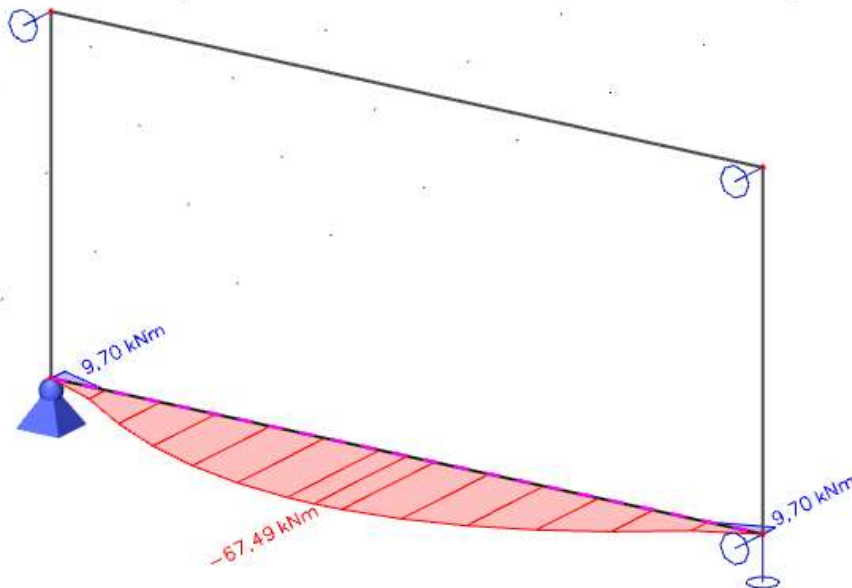


Body

$N_{Rd0} =$ kN
 $M_{Rd0} =$ kNm
 $N_{Rd1} =$ kN
 $M_{Rd1} =$ kNm
 $N_{Rd2} =$ kN
 $M_{Rd2} =$ kNm
 $N_{Rd3} =$ kN
 $M_{Rd3} =$ kNm
 $N_{Rd4} =$ kN
 $M_{Rd4} =$ kNm
 $N_{Rd5} =$ kN
 $M_{Rd5} =$ kNm

Obrázek 4.23 Výsledný interakční diagram pro novou výztuž, program InDiOn

4.10.6 Posouzení parapetu



Obrázek 4.24 Vykreslení momentů na prutovém modelu

Maximální ohybový moment: $M_{Ed} = 57,49 \text{ kNm}$ (viz obrázek 4.23)

Výška parapetu je 1660 mm. Šířka panelu je 200 mm. Délka pásu je 5000 mm.

Materiály panelu jsou stejné jako v kapitole 4.8.1.

Krytí je stanoveno v kapitole 4.8.2.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{57,49 \cdot 10^6}{1660 \cdot 169^2 \cdot 20} = 0,06063$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 200 - 25 - \frac{12}{2} = 169 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,078 < 0,1 - 0,15 \text{ (optimum pro deskové působení)}$$

Vyhovuje

Potřebná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) =$$
$$= \left(\frac{1660 \cdot 169 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 57,49 \cdot 10^6}{1660 \cdot 169^2 \cdot 20}} \right) = 807,3 \text{ mm}^2$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{807,3}{1660 \cdot 169} = 0,29\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: 8 × Ø12 $A_{s,prov} = 904,8 \text{ mm}^2$

a) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{904,8 \cdot 435}{0,8 \cdot 1660 \cdot 20} = 14,82 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 169 - 0,4 \cdot 14,82 = 163,07 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 904,8 \cdot 163,07 = 64,18 \text{ kNm} > M_{Ed,d} = 57,49 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

b) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{2,9}{500} \right) \cdot 1660 \cdot 169 = 423,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1660 \cdot 169 = 364,7 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1660 \cdot 200 = 13280 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$A_{s,min} = 423,05 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 904,8 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 13280 \text{ mm}^2$$

Vyhovuje

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\phi; D_{max} + 5\text{mm}) = (20; 14,4; 21) = 21\text{mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 207,5 \text{ mm} \leq s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

Panel s oknem vyhovuje i na nejnejpříznivější stav, kdy je zemina až po spodní okraj okna. Při různém zasypání je možné návrh výztuže optimalizovat.

Výkresy tvaru a výztuže jsou přiloženy v Příloze C.

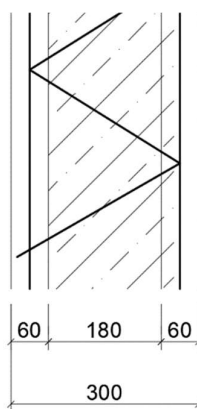
4.11 Těsnění styků

Těsnění styků panelů bude provedeno pomocí bentonitových pásků vložených do vnější části styku. Řešení těsnění bylo zkontrolováno s technikem od firmy Max Frank.

4.12 Prefamonolitická varianta

Další zvolenou variantou suterénu je provedení stěn z filigránových panelů. Prefamonolitické řešení suterénu přináší výhody z hlediska dokonalého propojení stěny a základu za předpokladu plného spřažení. To u suterénní stěny znamená, že můžeme předpokládat, že konstrukce staticky působí jako monolitická konstrukce. Další výhodou je možnost snadného užití těsnících systémů a dosažení vodotěsnosti konstrukce. Tímto je ovlivněna i tloušťka stěny, která pro dosažení vodotěsnosti by měla být cca 300 mm. Prefabrikované panely budou tloušťky 60 mm a střední monolitická část tloušťky 180 mm. Velikost panelů bude uzpůsobena velikosti plnostěnných panelů v předchozí variantě. Další parametry návrhu a objektu zůstávají stejné a jsou vypsány v kapitolách 4.1 a 4.2.

Varianta se věnuje obecnému návrhu výztuže stěny a výkresu detailů stykování dílců. Zatížení od nadzemní konstrukce i zatížení od zeminy je převzato z předchozí varianty. Veškerá nosná výztuž je umístěna v prefabrikované části panelu a střední část panelů je vyplněna pouze prostorovou spřahovací výztuží ve formě filigránových žebříčků. Ta zajišťuje spolupůsobení prefabrikovaných částí panelu a pevné propojení s monolitickou částí. Návrh je proveden na panelu S004.

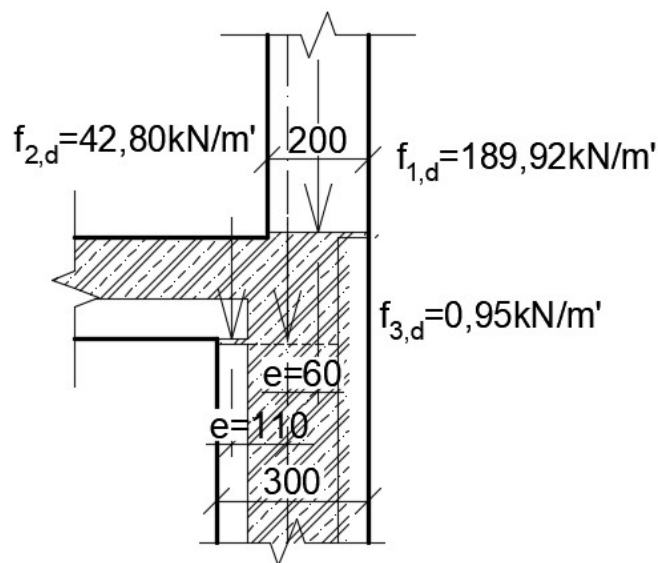


Obrázek 4.25 Řez spřaženou stěnou

4.13 Statické působení

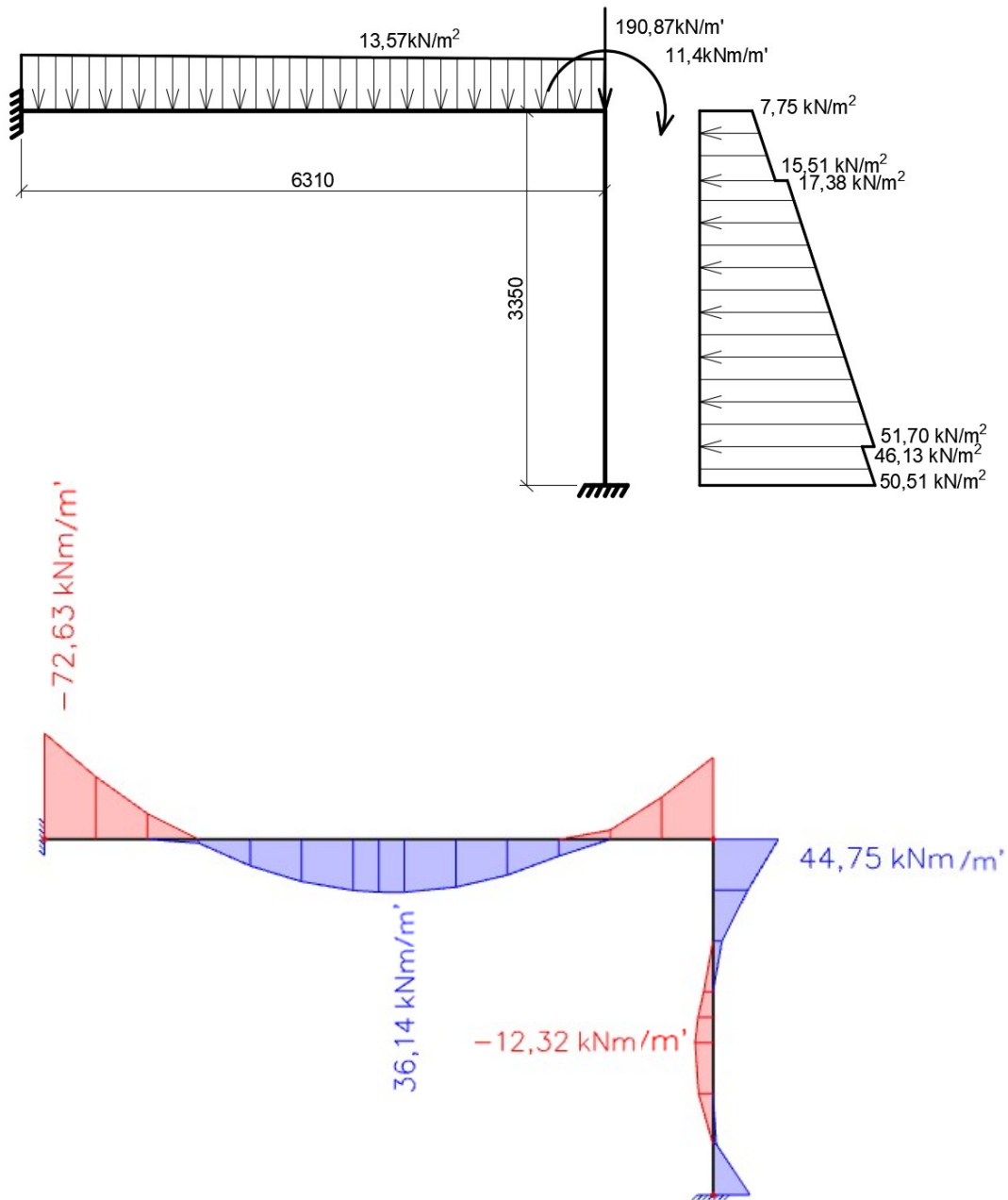
Statické schéma spřažených prefamonolitických stěnových panelů při předpokladu plného spřažení stěny se od stěnových panelů liší uložením na obou koncích. Při spodním okraji je možné uvažovat vetknutí a při horním okraji se nadbetonávka stropních panelů plně spojí s dobetonováním stěn a lze uvažovat tuhý styčník (viz obrázek 4.25). V montážním stavu nejsou stěnové panely dostatečně vodorovně podepřeny a je nutné počkat se zasypáním stěny na dokončení celé nosné konstrukce prvního podlaží. Přenos sil mezi základovým pasem a stěnou je nutné zajistit výztuží vyčnívající ze prvku základové konstrukce.

Pro účely výpočetního modelu byla zvolena výška stěny pod hranu stropní desky, tedy 3,35 m. Část dobetonávky byla započtena jako samostatná síla.



Obrázek 4.26 Detail působení sil v hlavě stěny

Pro vykreslení a výpočet průběhu momentu byl použit program SCIA Engineer20



Obrázek 4.27 Statické schéma a vykreslení ohybového momentu od svislého zatížení a zemního tlaku

4.14 Návrh výztuže a posouzení suterénní stěny

4.14.1 Použité materiály a parametry pro výpočet

a) Beton C30/37 – XC2 – CI 0,2 – Dmax 16 – S4

charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

pevnost v tahu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

b) Ocel B500B

charakteristická pevnost v tahu $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

návrhová pevnost v tahu: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

Tloušťka prefabrikované části panelů, která obsahuje veškerou nosnou výztuž je 60 mm. Krytí výztuže je bráno stejné jako u plných stěnových panelů (viz kapitola 4.8.2), tedy 25 mm. Krytí výztuže směrem k jádru stěny je relevantní jen po dobu montáže a přepravy, proto je možné, aby bylo menší než navrhovaných 25 mm.

Za tohoto předpokladu je zvolen stejný profil výztuže jako u předchozího návrhu, tedy síť s pruty Ø10 po 200 mm v obou směrech. Vodorovná výztuž musí být vždy blíže k povrchu, kvůli křížení s prostorovou výztuží. V takovémto případě bude krytí směrem k jádru 15 mm, což je pro montážní stav dostačující.

4.14.2 Svislá výztuž

a) Návrh výztuže

Ohybový moment působící na stěnu od zemního tlaku: $m_{Ed} = 44,75 \text{ kNm/m}'$

(viz obrázek 4.27)

Šířka průřezu je uvažována pro výpočet hodnotou $b=1000 \text{ mm}$.

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,75 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2 \cdot 20} = 0,033$$

kde:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 300 - 25 - 10 - \frac{10}{2} = 260 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti z tabulek:

$$\xi = 0,042 < 0,1 \div 0,15 \text{ (optimum pro deskové působení)}$$

Vyhovuje

Potřebná plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s,req} &= \left(\frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = \\ &= \left(\frac{1000 \cdot 260 \cdot 20}{435} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 44,75 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2 \cdot 20}} \right) = 402,44 \text{ mm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{402,44}{1000 \cdot 260} = 0,15\% < \rho = 0,5\% \quad \text{Vyhovuje}$$

NÁVRH: 6 × Ø10	$a_{s,prov} = 471,2 \text{ mm}^2/\text{m}'$
-----------------------	---

b) Posouzení únosnosti průřezu

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{471,2 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 12,81 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 260 - 0,4 \cdot 12,81 = 254,88 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$m_{Rd} = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z = 435 \cdot 471,2 \cdot 254,88 = 52,24 \text{ kNm/m}'$$

>

$$m_{Ed} = 44,75 \text{ kNm/m}'$$

Vyhovuje

c) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$a_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 300 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 300 = 12000 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Posouzení:

$$a_{s,min} = 600 \text{ mm}^2/\text{m}' > a_{s,prov} = 471,2 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq a_{s,max} = 12000 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Nevyhovuje

Změna na síť s pruty $\varnothing 10$ po 100 mm.

NÁVRH: $10 \times \varnothing 10$	$a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m}'$
---	---

Minimální osová vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20\text{mm}; 1,2\varnothing; D_{max} + 5\text{mm}) = (20,12,21) = 21\text{mm}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min(2h; 250\text{mm}) = (400,250) = 250 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s_{min} = 21\text{mm} \leq s = 100\text{mm} \leq s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Vyhovuje

4.14.3 Posouzení průřezu na N+M

Posouzení provedeno v programu InDiOn (viz obrázek 4.28).

Posouzení bylo provedeno pro maximální normálovou sílu. Z obrázku je patrné, že stěna vyhoví i v dočasné návrhové situaci po spolupůsobení se stropem 1.NP při menší normálové síle. Zpětné zasypání výkopu může být provedeno již po dokončení stropu nad 1.PP.

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

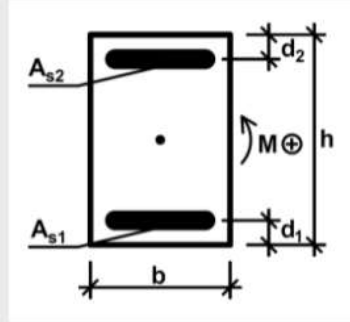
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

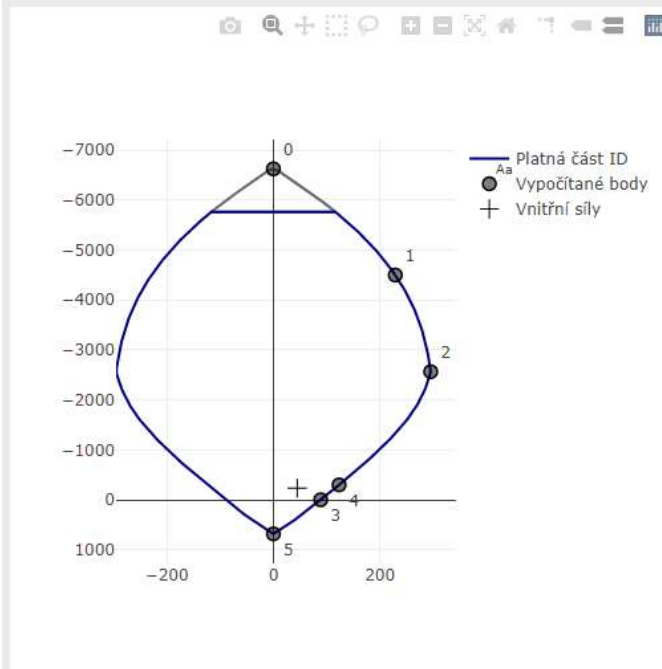
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram



Body

$N_{Rd0} =$ kN

$M_{Rd0} =$ kNm

$N_{Rd1} =$ kN

$M_{Rd1} =$ kNm

$N_{Rd2} =$ kN

$M_{Rd2} =$ kNm

$N_{Rd3} =$ kN

$M_{Rd3} =$ kNm

$N_{Rd4} =$ kN

$M_{Rd4} =$ kNm

$N_{Rd5} =$ kN

$M_{Rd5} =$ kNm

Obrázek 4.28 Posouzení svislé únosnosti, program InDiOn

4.14.4 Vodorovná výztuž

c) Návrh výztuže

$$\boxed{NÁVRH: 10 \times \emptyset 10 \quad a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m}'}$$

d) Ověření konstrukčních zásad

Minimální plocha výztuže:

$$a_{s,min} = \max(0,001 \cdot b \cdot h; 0,25 \cdot a_{s,sv}) = \max(0,001 \cdot 1000 \cdot 200; 0,25 \cdot 785,4) = \\ = 200 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Posouzení:

$$a_{s,min} = 200 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq a_{s,prov} = 785,4 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Vyhovuje

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = 400 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{max} = 400 \text{ mm}$$

Vyhovuje

Navržená výztuž bude taktéž jako u plného panelu provedena pomocí katalogové Kari sítě $\emptyset 10/100/100$ a bude provedena v obou prefabrikovaných částech panelu s vodorovnými pruty blíže k vnějšímu povrchu kvůli křížení se spřahovací výztuží. Možná ekvivalentní úprava je nahrazení vázanou výztuží pruty $\emptyset 10$. Možná je i úprava na atypickou Kari síť se svislými pruty $\emptyset 10$ po 100 mm a vodorovnými pruty $\emptyset 8$ po 100 mm. Pro zachování rezervy pro případné změny ve vodorovném zatížení je navržena výztuž ze sítí stejného profilu.

4.14.5 Prostorová příhradová výztuž

Použita je prostorová příhradová výztuž s horními pruty $\emptyset 10$, diagonálami a spodními pruty $\emptyset 5$ a výškou 240 mm s označením E 220-10-5-05/3,3 ZDGN. Rozměry jsou navrženy dle technického listu výrobce FERT [23].

4.14.6 Styky stěn

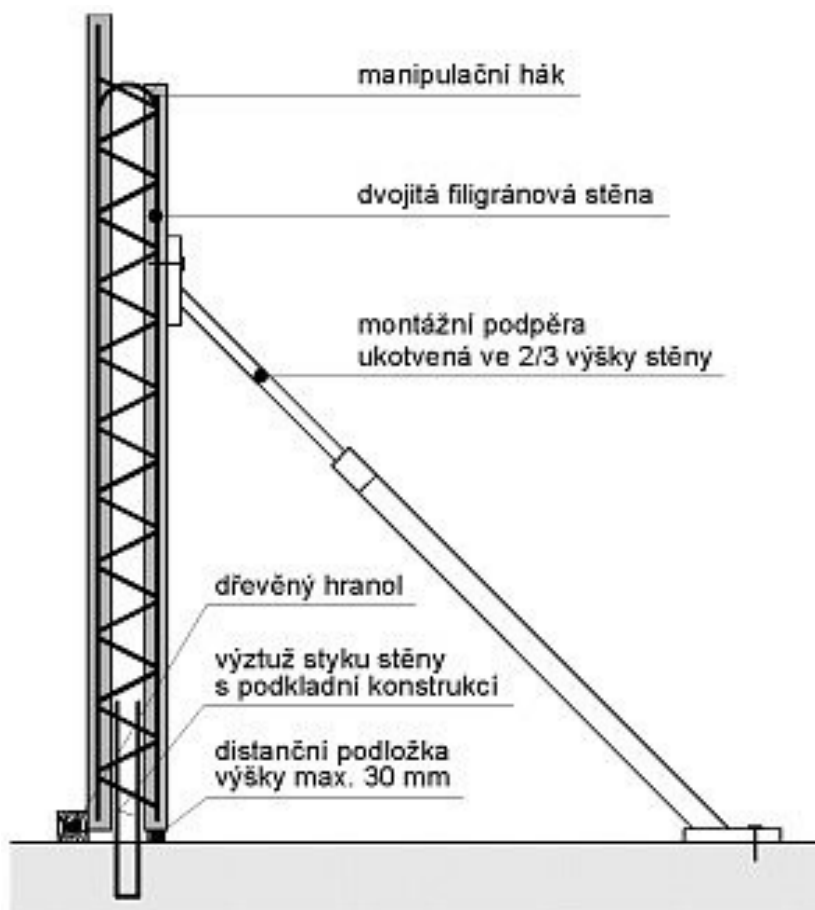
U prefamonolitické varianty jsou místa styků s ostatními konstrukcemi také důležitá a z konstrukčního hlediska je nutno jim věnovat větší pozornost. Spojení stěny se základem je provedeno pomocí samostatných přímých prutů. Nesmí být opatřeny ochrannými háky, aby se nezachytily do prostorových nosníků a neznemožnily další manipulaci se stěnou. V místě spojení stěnových dílců mezi sebou musí být vynechána mezera v prostorové výztuži pro vsunutí výztužného armokoše, kterým je zajištěno vzájemné propojení panelů. Propojení stěny se stropem je zajištěno pomocí výztuže vložené do dobetonávky stropní konstrukce a stěny. Tyto pruty musí být doplněny vodorovnou konstrukční výztuží [21].

Styky stěn jsou opatřeny speciálním těsněním pro zajištění vodotěsnosti konstrukce (viz kapitola 3.3.3). Pro spřaženou konstrukci je nejvhodnější řešení pomocí vkládaných plechů.

Výkresy tvaru a výztuže jsou přiloženy v Příloze D. Výkresy detailů provedení styků jsou přiloženy v Příloze E.

4.14.7 Správné provádění

Důležitý je správný návrh provádění stěn. Stykovací výztuž musí být přesně osazena při provádění základové konstrukce. Osazované stěny se umísťují na podložky pro zachování rovinnosti usazení dílců. Panely jsou osazovány pomocí jeřábu a jsou zavěšeny na montážních úchytech. Při osazování nesmí dojít ke kolizi stykovací a prostorové výztuže. Mezi jednotlivými prvky se nechává mezera 10 mm. Po osazení panelů je třeba zajistit polohu dílců pomocí šikmých podpěr. Na každý dílec je třeba použít minimálně dvě šikmé podpěry. Po zrektifikování polohy panelu jsou na místa styků přidány dodatečné výztuže. Po usazení všech stěn a kontrole rovinnosti následuje betonáž [21; 22].



Obrázek 4. 29 Prefamonolitická stěna. Převzato [22]

5 Závěr

V bakalářské práci byly navrženy dvě varianty provedení montovaného suterénu. První varianta se zabývá provedením suterénních stěn z plných železobetonových dílců v návaznosti na konstrukční návrh nadzemních podlaží v rámci předchozí práce v předmětu projekt P02C. Jako druhá varianta je uveden návrh suterénu z prefamonolitických spřažených stěn.

Návrh a realizace první varianty jsou velmi náročné z mnoha hledisek. Samotný návrh konstrukce je složitější a je nutné se více zabývat dočasnými návrhovými situacemi. Hlavní výhodou je provedení celého procesu výroby panelů v kontrolovaném prostředí a zjednodušení výstavby na staveništi. Nevýhodami konstrukce jsou náročnost provedení, velký nárok na místa styků panelů a dočasné návrhové situace. Problémové by také mohlo být porušení dodatečné hydroizolace.

Druhá varianta je z hlediska provedení na stavbě náročnější, jelikož je do výstavby zaveden mokrá proces dobetonování vnitřní části stěn. Z hlediska náročnosti návrhu je druhá varianta značně jednodušší, protože je možné předpokládat, že se výsledná konstrukce bude chovat jako monolitická. To přináší výhody v místě styků dílců a také v možnostech těsnění konstrukce, jež může být provedeno pomocí speciálních zabudovaných systémů.

Po zhodnocení variant vycházejí lépe spřažené prefamonolitické „filigránové“ stěny, které nabízejí výhody jak prefabrikované, tak monolitické konstrukce. Čistě prefabrikovaná varianta není pro běžné suterénní konstrukce zcela optimální a návrh takovéto konstrukce má svá úskalí, se kterými je třeba dopředu počítat.

6 Zdroje

6.1 Literatura

- [1] WITZANY, Jiří. Konstrukce pozemních staveb 70: prefabrikované konstrukční systémy a části staveb. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. ISBN isbn:80-01-02656-6.
- [2] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Betonové základové a opěrné konstrukce. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06128-2.
- [3] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Betonové vícepodlažní a halové konstrukce. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06518-1.
- [4] BACHMANN, Hubert a Alfred STEINLE. Precast concrete structures. Weinheim: Wiley-VCH, c2011. ISBN 978-3-433-02960-2.

6.2 Normy

- [5] ČSN EN 1991-1-1 (*Eurokód 1*): *Zatížení konstrukcí – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [6] ČSN EN 1992-1-1 (*Eurokód 2*): *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [7] ČSN EN 14992+A1 (723062): *Betonové prefabrikáty – Stěnové prvky*. Praha: Český normalizační institut, 2012.
- [8] ČSN 73 1001: *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Český normalizační institut, platná 10/1988-03/2010.
- [9] ČSN EN 206+A1 (732403): *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Český normalizační institut, 2018.

6.3 Internetové zdroje

- [10] Prosté a sendvičové stěny » Rieder Beton Jihlava. Novinky » Rieder Beton Jihlava [online]. Copyright © 2004 [cit. 05.02.2021]. Dostupné z: <http://www.rieder.cz/produkty/prefabrikovane-haly/proste-a-sendvicove-steny.php>
- [11] Katedra betonových a zděných konstrukcí. Prezentace k předmětu 133BZ2A [online] [cit. 18.02.2021]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/hanzlh/an/133bk1/WEB/BZ2A_SUTERENNI_STENY_web.pdf - Ing. Hana Hanzlová, CSc.
- [12] Katedra betonových a zděných konstrukcí. Prezentace k předmětu 133BK01 [online] [cit. 18.02.2021]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~vaskova/BK01_prednasky.html - doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.
- [13] *Precast wall units conforming to the new Guideline on Waterproof Concrete Structures (Part 2)* [online]. [cit. 18.02.2021]. Dostupné z: https://www.bft-international.com/en/artikel/bft_Precast_wall_units_conforming_to_the_new_Guideline_on_Waterproof_Concrete_3402314.html
- [14] Únosnost spřažených betonových stropních desek v montážním stadiu zmonolitnění | Časopis BETON – technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS) [online]. Copyright © | autor: Jiří Šmejkal [cit. 19.02.2021]. Dostupné z: https://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2009-02.pdf
- [15] ELUC – Plošné montované stropy. ELUC [online]. Copyright © [cit. 19.02.2021]. Dostupné z: <https://eluc.ikap.cz/verejne/lekce/2209>
- [16] Vodonepropustné betonové konstrukce – těsnění spár | Časopis BETON – technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS) [online] Copyright © | autor: Matouš Hejtmánek. [cit. 02.03.2021]. Dostupné z: https://www.betontks.cz/sites/default/files/2016-3-40_0.pdf
- [17] Katedra betonových a zděných konstrukcí. Prezentace k předmětu 133BK02

- [online] [cit. 18.03.2021]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~foglamar/Download/BEK3-MSP-prednaska.pdf> - doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
- [18] Prefa.cz - Katalog stěnových dílců [online] [cit. 18.03.2021]. Dostupné z: https://www.prefa.cz/wp-content/uploads/2020/05/PREFA-BRNO_Katalogove-listy_STENOVE-DILCE_WEB.pdf Firemní podklady
- [19] Katalog zabudovaných prvků PEIKKO. [online] [cit. 18.03.2021]. Dostupné z: <https://www.peikko.cz/vyrobky/vyrobky-pro-prefabrikovane-konstrukce/>
- [20] Katalog těsnících prvků MAX FRANK – Productfinder – MAX FRANK. [online] [cit. 18.03.2021]. Dostupné z: <https://www.maxfrank.com/intl-en/products/>
- [21] Filigránové stěny | ASB Portal. ASB-portal.cz | odborný portál | architektura, stavebnictví, byznys [online]. Copyright © Jaga Media, s.r.o. Všechna práva vyhrazena. [cit. 15.04.2021]. Dostupné z: https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hruba-stavba/pricky/filigranove-steny?fbclid=IwAR2D71Ftju7eJBXI3rMBtt1I53tfWXg1RpmNkdl4OKwOV Pqgtfve8tHR_hU
- [22] Prefabrikáty | HOCHTIEF. HOCHTIEF [online]. Copyright ©2015 [cit. 15.04.2021]. Dostupné z: <https://www.hochtief.cz/prefabrikaty>
- [23] Příhradová prostorová výztuž FERT, TYP-E. [cit. 18.04.2021]. Dostupné z: <http://www.fert.cz/UserFiles/File/PDF%20-%20vyztuze/Vykres%20Fert%20vyztu%C5%BEE.pdf>

6.4 Předchozí práce

Výstup z předmětu 133P02C

6.5 Použité programy

InDiOn – program na výpočet a vykreslení interakčního diagramu – Ing. Jakub Holan, PhD. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/>

Studentské verze programů:

- AutoCAD 2019 - Autodesk
- SCIA Engineer 20 – Nemetschek
- GE05 – Fine

7 Seznam příloh

Příloha A – Výkres sestavy dílců 1.PP

Příloha B1 – Panel S004 – Výkres tvaru

Příloha B2 – Panel S004 – Výkres výztuže

Příloha C1 – Panel S001 – Výkres tvaru

Příloha C2 – Panel S001 – Výkres výztuže

Příloha D – Panel S004 – Výkres tvaru a výztuže – var. 2

Příloha E – Detaily stykování spřažených stěn