

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Zelenec, P. 2012. Projektiranje podpornega in opornega zidu za potrebe skladiščenja lesa. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Logar, J., somentor Lopatič, J.): 51 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Zelenec, P. 2012. Projektiranje podpornega in opornega zidu za potrebe skladiščenja lesa. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Logar, J., co-supervisor Lopatič, J.): 51 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
OPERATIVNEGA
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

PRIMOŽ ZELENEC

**PROJEKTIRANJE PODPORNEGA IN OPORNEGA ZIDU
ZA POTREBE SKLADIŠČENJA LESA**

Diplomska naloga št.: 12/OG-MK

**THE DESIGN OF RETAINING AND SUPPORT WALL
FOR THE PURPOSE OF WOOD STORAGE**

Graduation thesis No.: 12/OG-MK

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Član komisije:

prof. dr. Jože Korelc

Ljubljana, 21. 09. 2012

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Primož Zelenec izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje podpornega in opornega zidu za potrebe skladiščenja lesa«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 1.9.2012

Primož Zelenec

BIBLOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.131.53(043.2)
Avtor:	Primož Zelenec
Mentor:	izr. prof. dr. Janko Logar
Somentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje podpornega in opornega zidu za potrebe skladiščenja lesa
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	51 str., 10 pregl., 36 sl., 26 pril.
Ključne besede:	podporne konstrukcije, podporni zid, oporni zid, dimenzioniranje

Izvelek

Diplomska naloga obsega projekt podporne in oporne konstrukcije za potrebe skladiščenja lesa. Na začetku diplomske naloge je predstavljen problem in idejna zasnova konstrukcij. Na kratko smo opisali tudi vrste podpornih konstrukcij. V nadaljevanju so predstavljene preiskave na terenu in v laboratoriju. Pri preiskavah na terenu smo opravili meritve za izris profilov ter izvedli tri sondažne izkope, iz katerih smo odvzeli vzorce za nadaljnjo analizo v laboratoriju, kjer smo opravili ostale preiskave. Sledila je statična presoja podporne in oporne konstrukcije po Evrokodu 7, po kateri smo določili končno geometrijo prereza konstrukcije, ki izpolnjuje vse kontrole. Na osnovi kombinacij vplivov, ki delujejo na konstrukcije, smo izračunali notranje sile, na katere smo dimenzionirali potrebno armaturo. Na koncu smo prikazali izbrano armaturo v prerezu konstrukcije in izdelali popis armature.

BIBLIOGRAPHICAL – DOCUMENTATION PAGE AND ABSTRACT

UDC:	624.131.53(043.2)
Author:	Primož Zelenec
Supervisor:	Assoc. Prof. Janko Logar, Ph. D.
Co-supervisor:	Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title:	The design of retaining and support wall for the purpose of wood storage
Document type:	Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes:	51 p., 10 tab., 36 fig., 26 ann.
Keywords:	retaining constructions, retaining wall, support wall, design

Abstract

The thesis contains a project about retaining and support structure for the purpose of wood storage. The problem and the basic idea of the two constructions are presented in the introduction of the thesis. In brief, we also describe the types of retaining constructions. Next, we present fieldwork and laboratory research. During fieldwork we took measurements for drawing cross-section profiles and dug three excavation holes, from which we have taken samples for further analysis in the laboratory, where we later continued the research. The research was then followed by the static analysis of retaining and support constructions. We used the rules of Eurocode 7. After that we determined the final geometry of the cross-section in the two structures, which passed all the necessary control tests. On the basis of a combination of effects acting on the structure we calculated internal forces, onto which we designed the reinforcements. At the end we showed the selected reinforcements in a cross-section design and made an inventory of all reinforcements in the constructions.

ZAHVALA

Za vso pomoč pri izdelavi diplomskega dela se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju in somentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču, ki sta mi s svojimi znanjem in izkušnjami pomagala z nasveti pri premagovanju ovir med izdelavo diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi osebju laboratorija za mehaniko tal, ki so mi s svojo opremo in znanjem pomagali pri izvajanju preiskav za potrebe diplomske naloge.

Posebna zahvala pa gre mojima staršema in dekletu Špeli, ki so me skozi vsa ta leta študija podpirali, da sem dosegel cilj, ki sem si ga zadal.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opis projekta.....	1
1.3	Splošno o podpornih konstrukcijah	2
1.4	Težnostne podporne konstrukcije.....	2
1.4.1	Armirano betonski podporni zid	3
2	PREISKAVE TAL NA TERENU IN V LABORATORIJU, GEOTEHNIČNO POROČILO	4
2.1	Preiskave tal na terenu z odvzemom vzorcev.....	4
2.2	Izris prečnih profilov	5
2.3	Preiskave v laboratoriju.....	7
2.3.1	Ugotavljanje Atterbergovih meja plastičnosti SIST/ISO/TS 17892 - 2:2004	8
2.3.2	Ugotavljanje gostote drobnozrnatih zemljin SIST/ISO/TS 17892 - 2:2004	8
2.3.3	Enosni tlačni preskus drobnozrnatih zemljin SIST/ISO/TS 17892 – 7:2004	9
2.3.4	Neposredni strižni preskus SIST/ISO/TS 17892 – 10:2004.....	9
2.3.5	Analiza kamnite dolomitne podlage po Hoek-Brownu	9
2.3.6	Rezultati preiskav.....	10
2.4	Geotehnično poročilo	10
3	STATIČNA PRESOJA PODPORNEGA IN OPORNEGA ZIDU	12
3.1	Zasnova zidu, geometrijski in materialni podatki.....	12
3.2	Izračun karakterističnih vplivov.....	13
3.3	Izračun projektnih vplivov za projektni pristop 2	14
3.4	Kontrola nosilnosti temeljnih tal.....	16
3.5	Kontrola prevrnitve zidu.....	18
3.6	Kontrola zdrsa zidu PP2	19
3.7	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	19
3.8	Kontrola nosilnosti tal in izračun modula reakcije tal za karakteristike dolomita	22
3.9	Komentar k statični presoji zidu	24
3.10	Notranje sile v podporni konstrukciji.....	25
3.11	Notranje sile v oporni konstrukciji	26
4	KONTROLA GLOBALNE STABILNOSTI	27
5	DIMENZIONIRANJE PODPORNEGA ZIDU	28
5.1	Zasnova in osnovni podatki.....	28
5.2	Krovni sloj betona.....	28

5.3	Dimenzioniranje podporne konstrukcije	29
5.3.1	Dimenzioniranje zidu podporne konstrukcije v prerezu 0-0	29
5.3.1.1	Notranje sile.....	29
5.3.1.2	Dimenzioniranje vzdolžne armature.....	29
5.3.1.3	Kontrola strižne odpornosti	30
5.3.1.4	Kontrola pomikov podpornega zidu	31
5.3.1.5	Kontrola napetosti v prerezu 0-0 in račun širine razpok za MSU.....	32
5.3.2	Dimenzioniranje temelja podporne konstrukcije.....	34
5.3.2.1	Notranje sile.....	34
5.3.2.2	Dimenzioniranje armature v prerezu 1-1.....	34
5.3.2.3	Dimenzioniranje armature v prerezu 2-2.....	35
5.3.2.4	Kontrola strižne odpornosti v prerezu 1-1 in 2-2.....	36
6	DIMENZIONIRANJE OPORNEGA ZIDU	37
6.1	Zasnova in osnovni podatki.....	37
6.2	Krovni sloj betona.....	37
6.3	Dimenzioniranje oporne konstrukcije	37
6.3.1	Dimenzioniranje zidu oporne konstrukcije v prerezu 0-0	38
6.3.1.1	Notranje sile.....	38
6.3.1.2	Dimenzioniranje vzdolžne armature.....	38
6.3.1.3	Kontrola strižne odpornosti	39
6.3.1.4	Kontrola pomikov opornega zidu.....	39
6.3.1.5	Kontrola napetosti v prerezu 0-0 in račun širine razpok za MSU.....	40
6.3.2	Dimenzioniranje temelja oporne konstrukcije.....	42
6.3.2.1	Notranje sile.....	42
6.3.2.2	Dimenzioniranje armature v prerezu 1-1.....	42
6.3.2.3	Dimenzioniranje vzdolžne armature v prerezu 2-2	43
6.3.2.4	Kontrola strižne odpornosti v prerezu 1-1 in 2-2.....	44
7	KONSTRUIRANJE ARMATURE V PODPORNI KONSTRUKCIJI.....	45
8	KONSTRUIRANJE ARMATURE V OPORNI KONSTRUKCIJI	47
9	ZAKLJUČEK	49
10	VIRI.....	50

SEZNAM PRILOG**PRILOGA A: IZPIS IN IZRAČUN PREISKAV TAL**

PRILOGA A.1: UGOTAVLJANJE ATTERBEGOVIIH MEJA PLASTIČNOSTI

PRILOGA A.2: UGOTAVLJANJE GOSTOTE DROBNOZRNATIH ZEMLJIN

PRILOGA A.3: ENOOSNI TLAČNI PRESKUS DROBNOZRNATIH ZEMLJIN

PRILOGA A.4: NEPOSREDNI STRIŽNI PREIZKUS

PRILOGA A.5: ANALIZA KAMNITE DOLOMITNE PODLAGE

PRILOGA B: GEOSTATIČNA ANALIZA PODPORNEGA ZIDU**PRILOGA C: GEOSTATIČNA ANALIZA OPORNEGA ZIDU****PRILOGA D: KONTROLA NOSILNOSTI DOLOMITNE PODLAGE IN IZRAČUN
MODULA REAKCIJE TAL**

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Rezultati preiskav po sondažnih izkopih.....	10
Preglednica 2: Preglednica delnih faktorjev za projektni pristop 2.....	14
Preglednica 3: Vrednosti projektnih vplivov za dani kombinaciji.....	16
Preglednica 4: Kontrola nosilnosti temeljnih tal.....	18
Preglednica 5: Varnostni faktorji za vplive v EQU stanju.....	18
Preglednica 6: Kontrola prevrnitve zidu.....	19
Preglednica 7: Kontrola zdrsa zidu.....	19
Preglednica 8: Kontrola pomikov konstrukcije na zgornji točki, na karakteristikah peska.....	21
Preglednica 9: Kontrola pomikov konstrukcije na zgornji točki, na karakteristikah dolomita.....	22
Preglednica 10: Kontrola nosilnost temeljnih tal na dolomitu.....	23

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris podpornih konstrukcij.....	1
Slika 2: Podporna in oporna konstrukcija.....	2
Slika 3: Prikaz sondažnih izkopov in potek prečnih profilov.....	4
Slika 4: Sestava tal po posameznem sondažnem izkopu.....	5
Slika 5: Prečni profil P1.....	6
Slika 6: Prečni profil P2.....	7
Slika 7: Naprava za odčitavanje penetracije konusa.....	8
Slika 8: Porušitev vzorca pri enoosni preiskavi.....	9
Slika 9: Razporeditev spremenljive obtežbe.....	12
Slika 10: Vhodni podatki podpornega in opornega zidu.....	13
Slika 11: Graf mobilizacija pasivnega zemeljskega pritiska v odvisnosti od pomikov (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, str. 7-78).....	15
Slika 12: Prikaz sil vplivov in tež za kombinacijo PP2-I in PP2-II.....	16
Slika 13: Točka na katero računamo prevrnitev.....	18
Slika 14: Shematski prikaz sil vplivov in tež za kombinacijo MSU.....	20
Slika 15: Prikaz napetosti in pomikov.....	21
Slika 16: Širina centrično obremenjenega temelja.....	22
Slika 17: Obremenitev tal s pasovno obtežbo in potek dodatnih napetosti zaradi obtežbe.....	23
Slika 18: Notranje sile v podporni konstrukciji.....	25
Slika 19: Notranje sile v oporni konstrukciji.....	26
Slika 20: Profil P2 s podpornima konstrukcijama.....	27
Slika 21: Geometrija podporne konstrukcije.....	28
Slika 22: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	30
Slika 23: Slika pomikov po linearni teoriji elastičnosti za podporni zid.....	32
Slika 24: Pomen oznak pri računu napetosti in razpok.....	32
Slika 25: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	34
Slika 26: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	35
Slika 27: Geometrija oporne konstrukcije.....	37
Slika 28: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	38
Slika 29: Slika pomikov opornega zidu.....	40
Slika 30: Pomen oznak pri računu napetosti in razpok.....	40
Slika 31: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	42
Slika 32: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature.....	43
Slika 33: Prerez podporne konstrukcije z vrisano armaturo.....	45
Slika 34: Popis armature za celotno podporno konstrukcijo.....	46
Slika 35: Prerez oporne konstrukcije z vrisano armaturo.....	47
Slika 36: Popis armature za celotno oporno konstrukcijo.....	48

1 UVOD

1.1 Opis projekta

V podjetju z lesarsko dejavnostjo že dalj časa načrtujejo širitev deponij za skladiščenje lesa. Potreba se je pojavila po nakupu stroja za razrez hlodovine ter povečani porabi lesa. Deponija bo namenjena skladiščenju rezanega lesa.

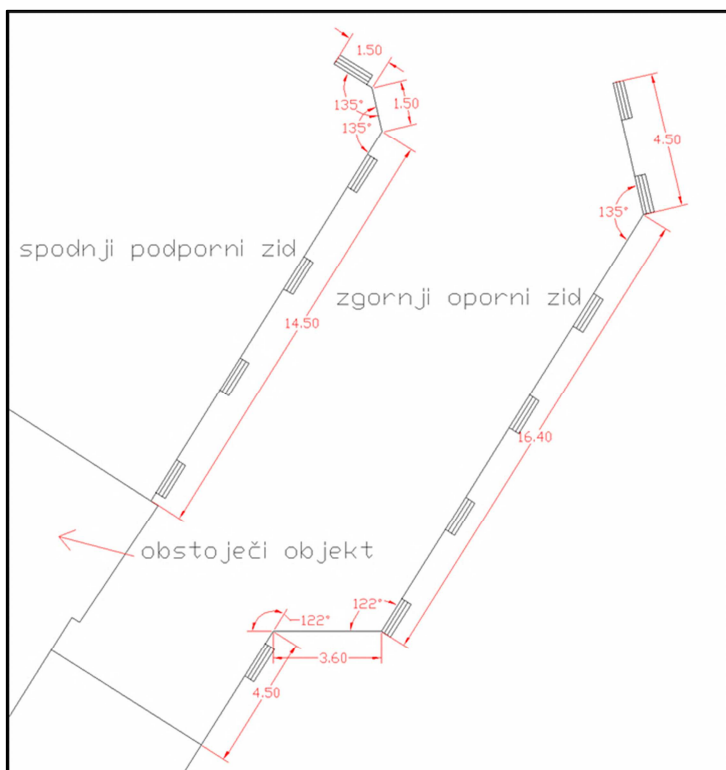
Nova deponija se načrtuje na brežini za delavnico. Podpirali jo bosta dve podporni konstrukciji, ki se bosta nadaljevali iz že obstoječih podpornih zidov. Dostop do nove deponije bo zagotovljen z novo dovozno potjo, ki bo služila povezavi spodnje deponije z zgornjo, ter z že obstoječo dovozno potjo, ki je na enaki višinski koti kot načrtovana deponija.

1.2 Idejna zasnova projekta

Podporni konstrukciji bo sestavljali armirano betonski težnostni oporni in podporni zid.

Spodnji podporni zid bo potekal v ravni liniji, dolžine 14,00 m ter s svetlo višino 3,70 m. Načrtovan je s spremenljivo debelino zidu po višini in temeljem z zaledno peto.

Zgornji oporni zid bo po svoji tlorisni dolžini dvakrat spremenil smer. Točna geometrija je razvidna iz spodnje slike. Dolžina zidu bo 24,50 m ter svetla višina 2,40 m. Debelina zidu po višini bo spremenljiva in s temeljem naprej.



Slika 1: Tloris podpornih konstrukcij

1.3 Splošno o podpornih konstrukcijah

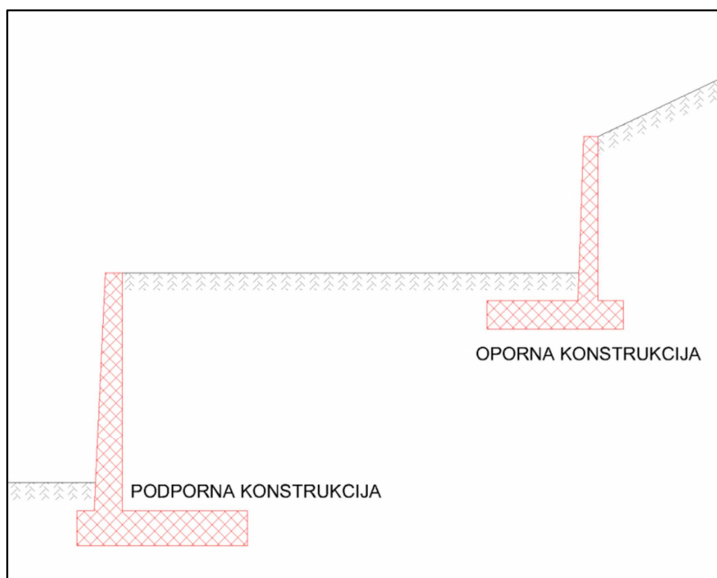
Med podporne konstrukcije štejemo vse tipe sten in podpornih sistemov, pri katerih se pojavijo obremenitve v konstrukcijskih elementih zaradi podpiranega materiala. Podpirajo zemljine, kamnine, zasilne ter vodo. Material smatramo kot podprt, če je oblikovan v bolj strmem nagibu, kot bi ga bilo mogoče formirati brez podporne konstrukcije.

Podporne konstrukcije delimo na tri glavne vrste:

- težnostne,
- vpete,
- sestavljene.

1.4 Težnostne podporne konstrukcije

Težnostne podporne konstrukcije se s svojo obliko in lastno težo zoperstavijo zalednim zemeljskim pritiskom in koristnim obtežbam na zaledjih. So gibke ali toge, odvisno od načina izvedbe in materiala. Delijo se na oporne in podporne, odvisno od funkcije podpiranja.



Slika 2: Podporna in oporna konstrukcija

Vrste težnostnih konstrukcij:

- kamnit podporni zid,
- kamnita zložba,
- armirano betonski podporni zid,
- betonski podporni zid,
- kašte,
- gabioni.

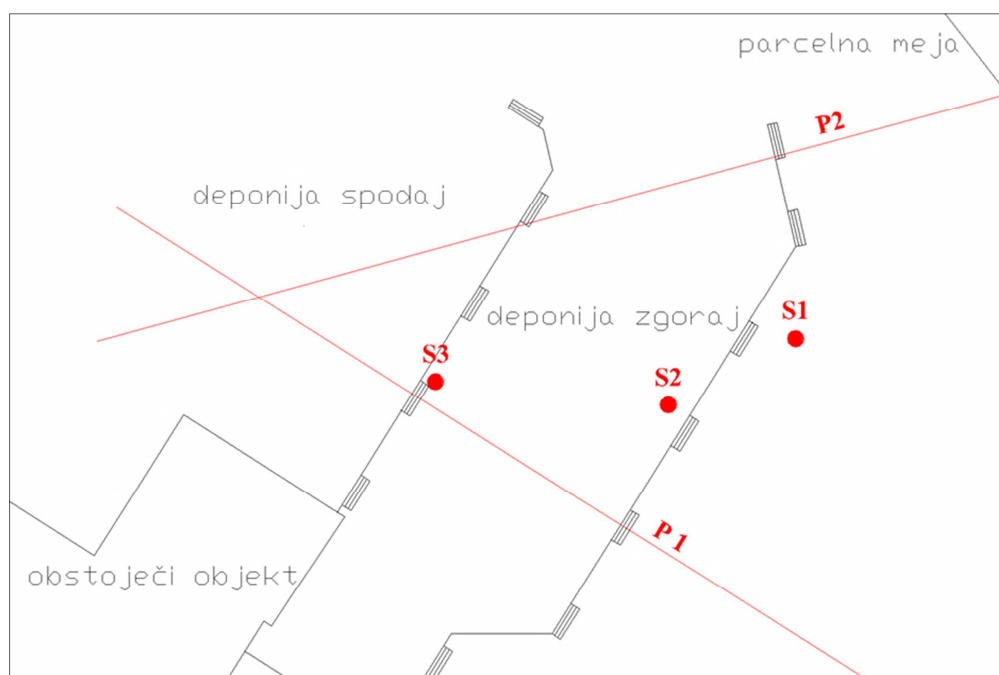
1.4.1 Armirano betonski podporni zid

Armirano betonski zidovi so danes najbolj razširjena vrsta težnostnih podpornih konstrukcij. Beton omogoča dobro oblikovanje, kar nam omogoča izvedbo optimalne oblike podpornega zidu glede na zaledne pritiske in možnost arhitekturnega oblikovanja lica zidu. Betonski težnostni zidovi se slabo deformirajo, saj so togi, zato je potrebno namestiti armaturo tudi vzdolž zidu zaradi neenakomernih diferenčnih pomikov temeljnih tal in zaledja. Armirano betonski zidovi redko popokajo in so neprepustni za zaledno vodo, zato je potrebno poskrbeti za primerno odvajanje teh voda. Ključna za njihovo stabilnost je lastna teža, geometrija, oblika temelja s peto naprej ali v zaledju ter odpor temeljnih tal.

2 PREISKAVE TAL NA TERENU IN V LABORATORIJU, GEOTEHNIČNO POROČILO

2.1 Preiskave tal na terenu z odvzemom vzorcev

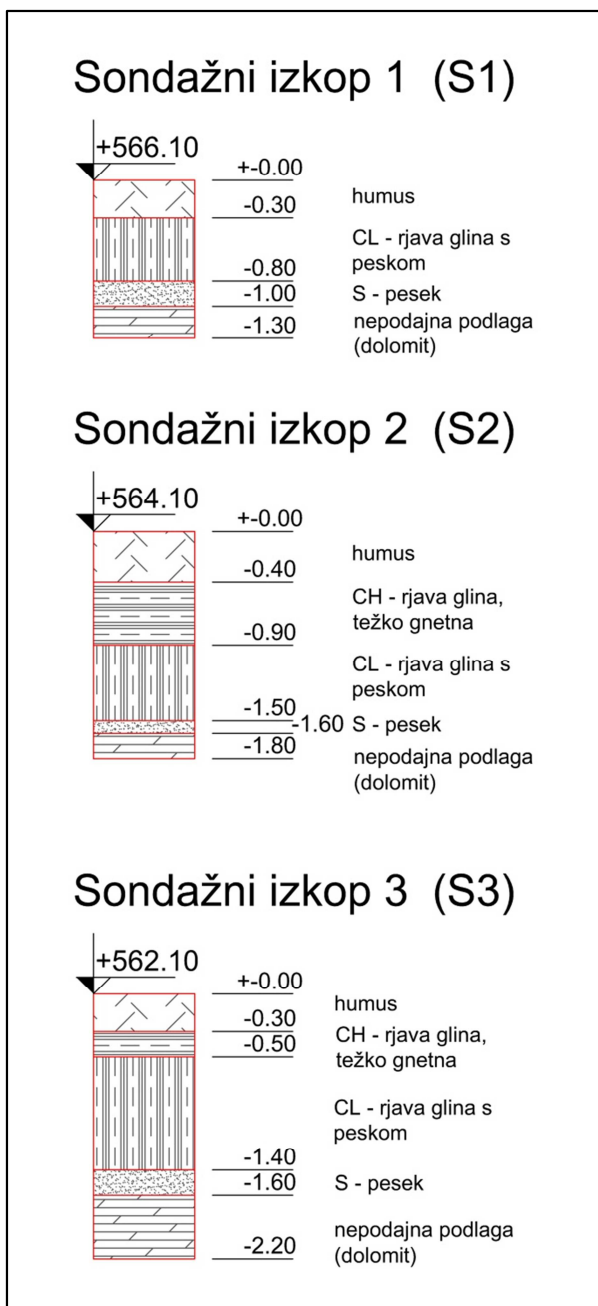
Za potrebe dimenzioniranja podpornih konstrukcij ter določanja karakteristik materiala terena se je izvedlo tri sondažne izkope, ki so na spodnji sliki označeni s črkami S. Dva izkopa sta se izvedla na mestu temeljenja podpornih konstrukcij ter en izkop v zaledju. Globine izkopov so segale od 1.30 m – 2.10 m od kote terena. Vsi izkopi so bili izvedeni do trdne dolomitne podlage.



Slika 3: Prikaz sondažnih izkopov in potek prečnih profilov

Pri vseh izkopih smo naleteli na enak vrstni red slojev materiala po globini. Zgoraj rjava glina, nato rjava glina s peskom, pesek in trdna dolomitna podlaga. Iz vsakega izkopa smo nato odvzeli po štiri vzorce materiala. Pri nobenem izkopu pa nismo ugotovili prisotnosti podtalnice.

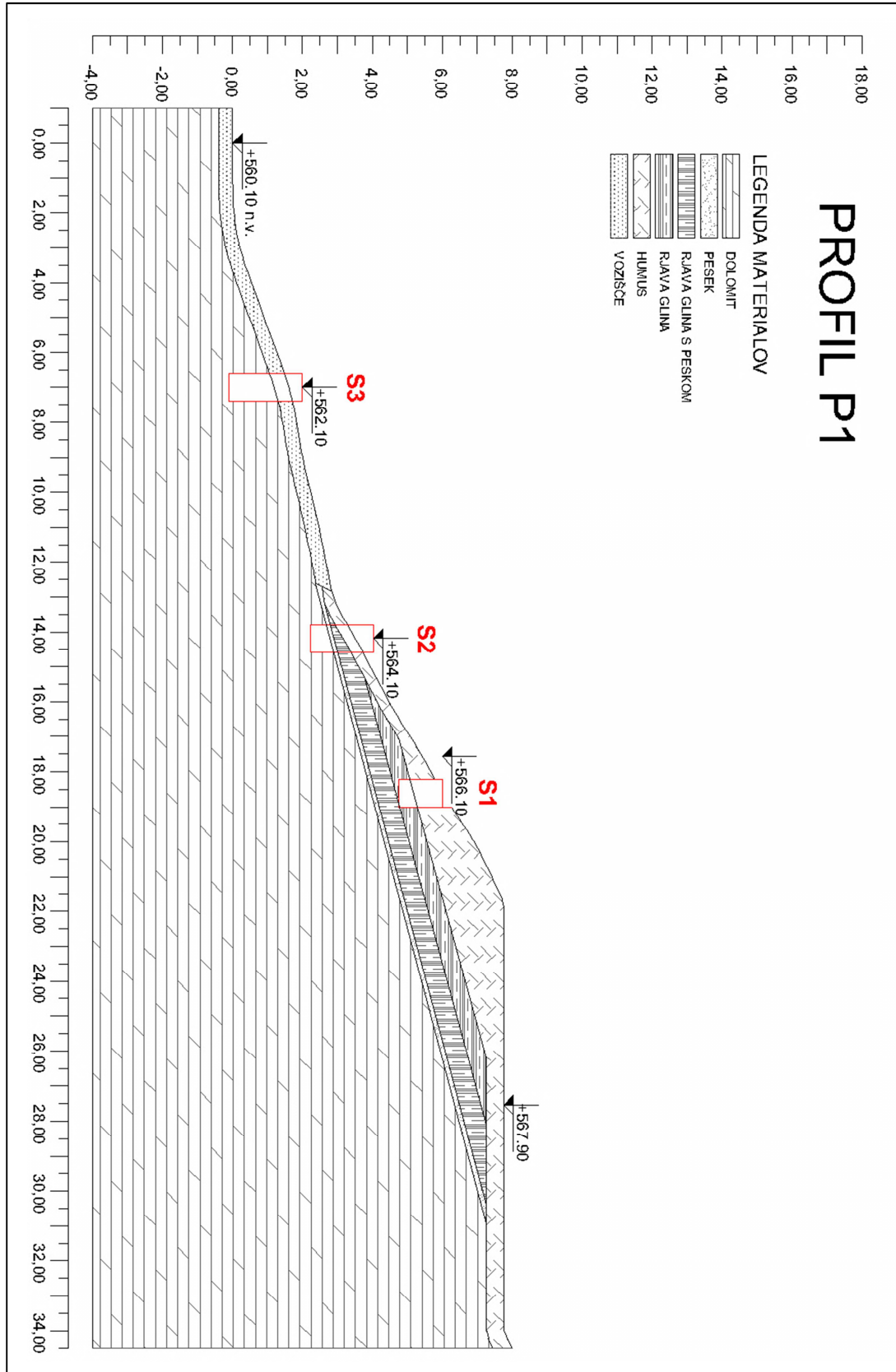
Podrobnejša sestava tal v posameznih izkopih je razvidna iz (slike 4), ki prikazuje sloje materiala ter njihove debeline.



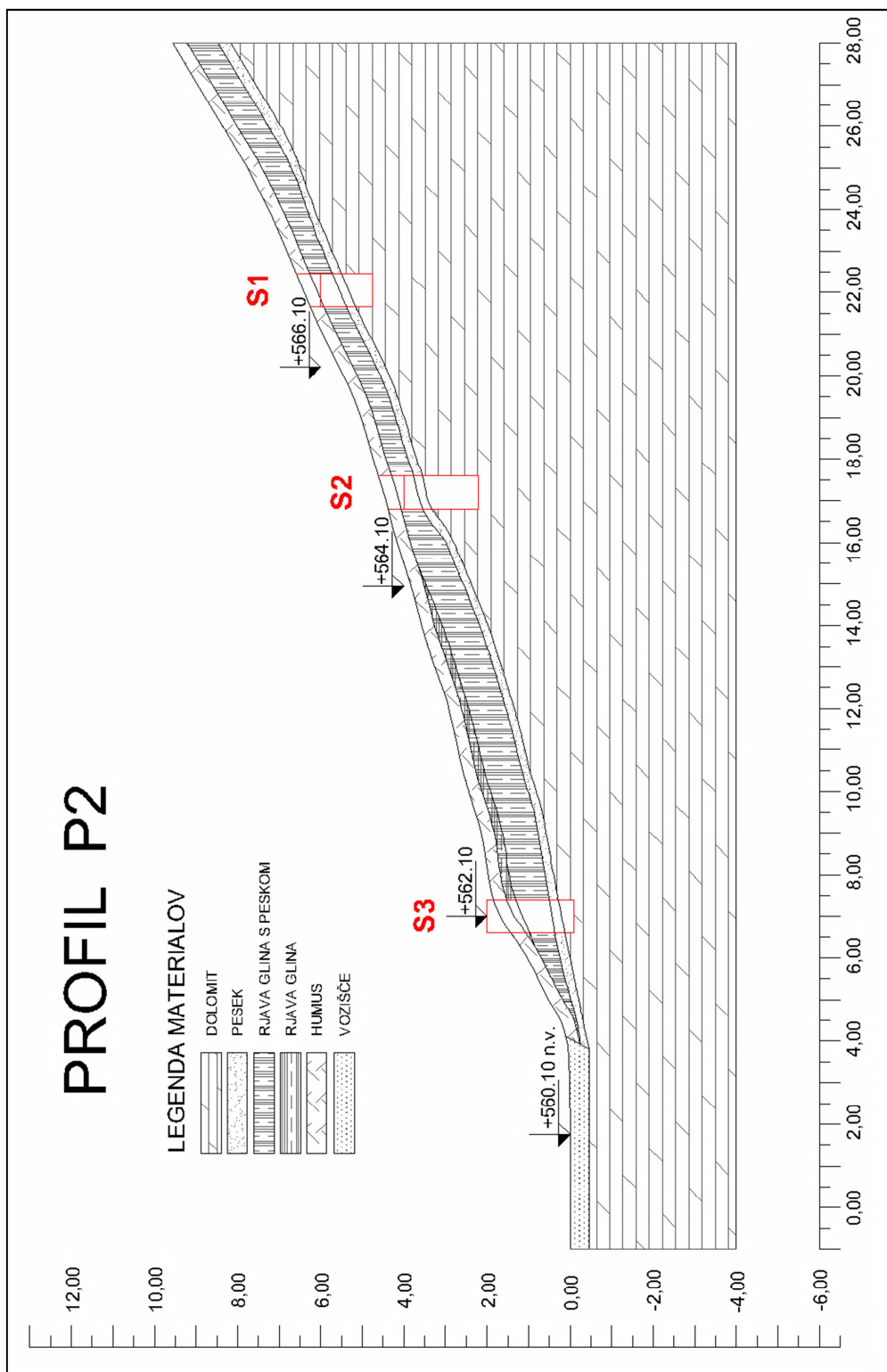
Slika 4: Sestava tal po posameznem sondažnem izkopu

2.2 Izris prečnih profilov

Za potrebe dimenzioniranja podpornih konstrukcij ter analizo globalne stabilnosti smo potrebovali geološke profile. Izdelali smo dva profila, P1 in P2. Njun potek je razviden iz (slike 5 in 6). Geološko sestavo ter potek plasti sem razbral iz sondažnih izkopov in fotografij starih izkopov v bližnji okolici. Višinski potek terena smo določili s pomočjo lat.



Slika 5: Prečni profil P1



Slika 6: Prečni profil P2

2.3 Preiskave v laboratoriju

V naslednjem poglavju bomo na kratko opisali preiskave, ki smo jih opravili v laboratoriju ter predstavili rezultate le-teh. Izpisi in izračuni preiskav so podani v prilogi A.

2.3.1 Ugotavljanje Atterbergovih meja plastičnosti SIST/ISO/TS 17892 - 2:2004

Atterbergove meje plastičnosti so stalen, nespremenljiv parameter drobnozrnatih zemljin. V geotehniko se za klasifikacijo drobnozrnate zemljine določata meja židkosti (w_L) in meja plastičnosti (w_P), iz katerih se izračuna indeks plastičnosti (IP) in indeks konsistence (IC).

Mejo plastičnosti določimo tako, da iz zemljine naredimo kroglico. Kroglico valjamo in gnetemo, dokler se ne pojavijo majhne razpoke na njej. Kroglico nato razdelimo na pol, vsako polovico pa še na štiri dele, iz katerih naredimo podolgovate svaljke. Svaljke debeline 3 mm valjamo, dokler se ne pojavijo na njih majhne razpokice. Takrat svaljke stehtamo ter jih nato damo sušiti v peč. Po sušenju jih ponovno stehtamo in jim določimo vlago.

Mejo židkosti določimo tako, da vzorec, namenjen za preiskavo, na začetku dobro pregnetemo. Pripravljen material vgradimo v posodico, tako da ne ujamemo zračnih mehurčkov, ter zagladimo površino. Posodico z materialom postavimo pod konus $60g/60^\circ$ ter ga dvakrat izpustimo na različnih lokacijah materiala. Odčitamo penetracijo konusa, nato del materiala odstranimo iz posodice ter ga stehtamo in damo sušiti v peč. Ostanek v posodici vrnemo k vzorcu, mu dodamo malo vode ter ga ponovno pregnetemo. Ta postopek ponovimo vsaj še trikrat. Vrednosti penetracij morajo biti od 7 mm do 15 mm, meja židkosti se določi pri penetraciji 10 mm.



Slika 7: Naprava za odčitavanje penetracije konusa

2.3.2 Ugotavljanje gostote drobnozrnatih zemljin SIST/ISO/TS 17892 - 2:2004

Pri ugotavljanju gostote je predvsem pomembna natančnost meritev. Če je vzorec kvader, izmerimo dimenzijo vsake stranice štirikrat na 0,1 mm natančno. Če je vzorec valj, izmerimo premer valja šestkrat po njegovi višini, višino valja pa trikrat na 0,1 mm natančno. Vzorec stehtamo. Iz meritev določimo gostoto (ρ), če vzorec tehtamo tudi po sušenju, pa lahko določimo tudi vlažnost (w).

2.3.3 Enoosni tlačni preskus drobnozrnatih zemljin SIST/ISO/TS 17892 – 7:2004

S preiskavo določamo nedrenirano strižno trdnost kohezivnih zemljin, ki je posebna oblika nekonsolidirane in nedrenirane triosne preiskave.

Vzorec ima obliko valja, zgornja in spodnja ploskev pa morata biti paralelni. Ko je vzorec pripravljen, ga stehamo in vgradimo v aparat. Valjasti vzorec nato obremenjujemo vertikalno do njegove porušitve ali do 15% vertikalnega deformiranja vzorca. Bočna totalna napetost na vzorec je enaka nič. Rezultat preiskave je enoosna tlačna trdnost (q_u) in nedrenirana strižna trdnost (c_u).



Slika 8: Porušitev vzorca pri enoosni preiskavi

2.3.4 Neposredni strižni preskus SIST/ISO/TS 17892 – 10:2004

Z neposrednim strižnim preizkusom določimo največjo strižno trdnost zemljin. Zemljino vgradimo v posebne celice, ki so sestavljene iz dveh delov. Spodnji del celice je med preiskavo pritrjen, z zgornjim delom pa strižemo vzorec. Za vsako zemljino opravimo tri strižne preizkuse pri različnih vertikalnih obremenitvah, ki jih določimo glede na globino odvzetega vzorca.

2.3.5 Analiza kamnite dolomitne podlage po Hoek-Brownu

S pomočjo računalniškega programa RocLab, ki temelji na Hoek-Brownovem kriteriju, smo določili enoosno tlačno trdnost in deformacijski modul dolomita. Vhodne podatke smo določili na podlagi vzorca kamnine in izkustev.

2.3.6 Rezultati preiskav

Skupaj smo imeli na razpolago dvanajst vzorcev materialov, iz vsakega izkopa po štiri vzorce. V spodnji preglednici so podani vsi rezultati, ki smo jih ovrednotili v laboratoriju, za posamezne vzorce glede na vrsto preiskave.

Preglednica 1: Rezultati preiskav po sondažnih izkopih

Vzorec		Sondažni izkop št. 1				Sondažni izkop št. 2				Sondažni izkop št. 3			
		S 1/1	S 1/2	S 1/3	S 1/4	S 2/1	S 2/2	S 2/3	S 2/4	S 3/1	S 3/2	S 3/3	S 3/4
Opis zemljine		CH	CL	S	D	CH	CL	S	D	CL	CL	S	D
Globina odvzema	[m]	0,40	0,70	1,30	1,30	0,50	1,20	1,60	1,80	0,90	1,20	1,60	2,20
Ip - indeks plastičnosti	[%]					40							
Ic - indeks konsistence						0,75							
w _L - meja židkosti	[%]					64,50							
w _p - meja plastičnosti	[%]					24,50							
γ - prostorninska teža	[kN/m ³]	16,92	17,47	18,21		16,90	19,51			18,03	18,20		
w - vlaga	[%]	38,60	18,20	6,90		34,50	11,30			32,40	28,80		
γ _d - suha prostorninska teža	[kN/m ³]	12,17		17,03		12,56				13,65			
q _u - enoosna tlačna trdnost	[kPa]	80,85			10557								
c _u - nedrenirana kohezija	[kPa]	40,43											
φ' - strižni kot	[°]			39		28,10				36,30			
c' - kohezija	[kPa]			0		13,22				6,62			
E _s - deformacijski modul	[GPa]				12,16								
Kjer je: CH - Rjava glina, težkognetna S - Pesek CL - Rjava glina s peskom D - Preparel dolomit													

2.4 Geotehnično poročilo

Na podlagi opravljenih preiskav sem ugotovil, da je teren sestavljen iz treh vrst zemljin in kamnine. Potek slojev je razviden iz prečnih profilov. Temelji podpornih konstrukcij bodo segali v nepodajno kamnito podlago, le pri zgornji oporni konstrukciji bo potrebno na dolžini treh metrov izvesti predbetoniranje ali gruščnat nasip za prenos obtežbe do temeljne podlage. V nadaljevanju so podani vsi podatki o materialih, ki jih bomo uporabili pri statični presoji konstrukcije.

Rjava glina, težko gnetna:

Klasifikacija: CH

Ugotovljene vrednosti:

- prostorninska teža $\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$,
- strižni parametri $\phi = 28,1^\circ$; $c = 13,0 \text{ kPa}$,
- enoosna tlačna trdnost $q_u = 80 \text{ kN/m}^2$.
- nedrenirana strižna trdnost $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$.

Rjava glina s peskom:

Klasifikacija: CL

Ugotovljene vrednosti:

- prostorninska teža $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$,
- strižni parametri $\varphi = 36,3^\circ$; $c = 6,6 \text{ kPa}$.

Pesek in zasipni material:

Klasifikacija: S

Ugotovljene vrednosti:

- prostorninska teža $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$,
- strižni parametri $\varphi = 39,0^\circ$; $c = 0 \text{ kPa}$.

Nepodajna trdna podlaga (hribina):

Klasifikacija: Zgornjetriadni dolomit

Ugotovljene vrednosti:

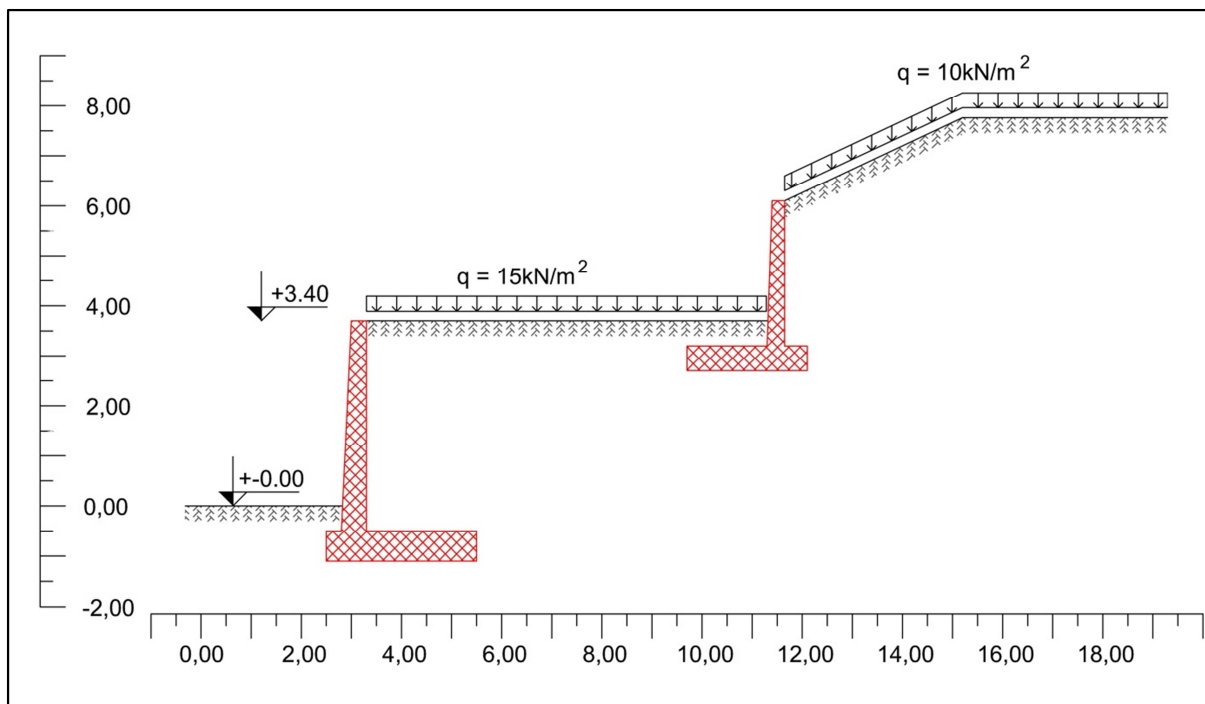
- enoosna tlačna trdnost $q_u = 10 \text{ MPa}$,
- modul deformacij $E_S = 12 \text{ GPa}$.

3 STATIČNA PRESOJA PODPORNEGA IN OPORNEGA ZIDU

Celoten statičen izračun konstrukcije smo izvedli z računalniškim programom Microsoft Excel. Izpisi izračuna podporne in oporne konstrukcije so podani v prilogah B in C. V sledečem poglavju je predstavljen postopek izračuna z rezultati.

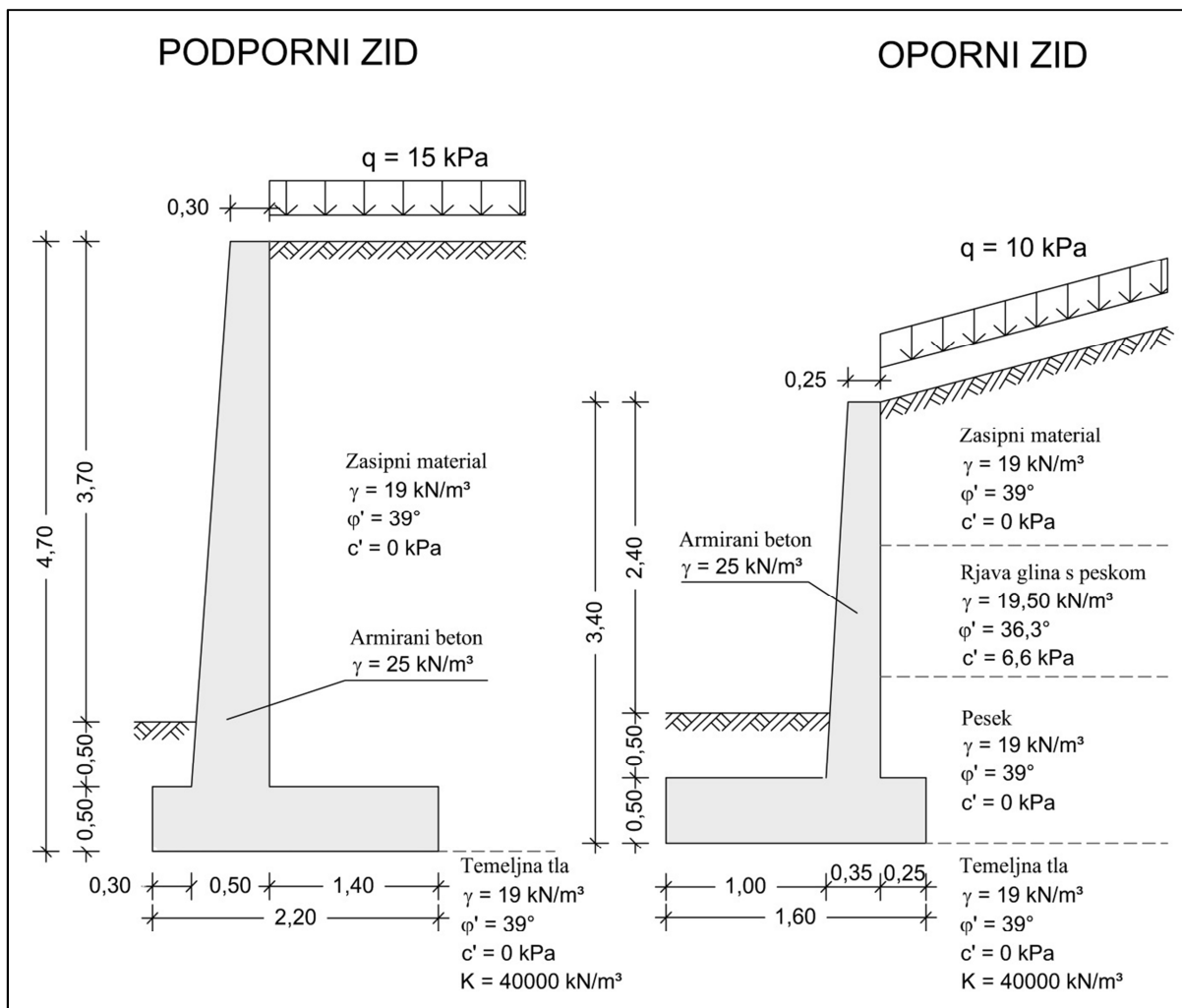
3.1 Zasnova zidu, geometrijski in materialni podatki

Na začetku je potrebno definirati vse podatke, ki so pomembni za statično presojo. Med te sodijo dimenzije podporne konstrukcije in tip, lastnosti temeljnih in zalednih materialov ter sami podatki o zidu. V našem primeru smo definirali tudi spremenljive obtežbe na zaledju, ki so razvidne iz spodnje slike. Zasnova in vhodni podatki za izračun podpornega in opornega zidu pa so razvidni iz (slike 10).



Slika 9: Razporeditev spremenljive obtežbe

Čprav bosta podporni konstrukciji temeljeni na trdni dolomitni podlagi, smo v izračunu upoštevali za temeljna tla karakteristike peska. S to predpostavko smo še povečali varnost pred porušitvijo, vendar je lahko za investitorja dražja. Zato bomo v primeru predimenzioniranja kontrolirali tudi na karakteristike dolomita.



Slika 10: Vhodni podatki podpornega in opornega zidu

3.2 Izračun karakterističnih vplivov

Lastno težo konstrukcije in obtežbo materiala na peto temelja smo določili na podlagi geometrijskih in materialnih podatkov. Pri tem smo tudi upoštevali vpliv spremenljive obtežbe, ki deluje nad temeljem.

Za izračun aktivnih in pasivnih zemeljskih pritiskov smo uporabili metodo po Rankinu.

$$K_a = \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varphi'} \right]^2, \quad (3.01)$$

$$p_b = \gamma \cdot z \cos \beta, \quad (3.02)$$

$$p_a = p_b K_a - 2c\sqrt{K_a}, \quad (3.03)$$

$$K_p = \left[\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varphi'} \right]^2, \quad (3.04)$$

$$p_b = \gamma \cdot z \cos \beta, \quad (3.05)$$

$$p_p = p_b K_p + 2c\sqrt{K_p}. \quad (3.06)$$

Za mirne zemeljske pritiske smo uporabili enačbo po Jakyu.

$$k_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (3.07)$$

$$k_{0;\beta} = k_0(1 + \sin \beta). \quad (3.08)$$

3.3 Izračun projektnih vplivov za projektni pristop 2

Pri projektnem pristopu dve (v nadaljevanju PP2) je potrebno preveriti, da ne pride do mejnega stanja porušitve ali prekomernih deformacij za naslednjo kombinacijo, ki je razvidna iz spodnje preglednice.

Preglednica 2: Preglednica delnih faktorjev za projektni pristop 2

Projektni pristop	Nabor delnih faktorjev	Vplivi (A1)			Za materialne lastnosti (M1)			Za odpornost (R2)		
		Stalni		Spremenljivi	$\gamma_{\phi'}$	γ_c	γ	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$
		$\gamma_{G,ugodno}$	$\gamma_{G,neugodno}$	$\gamma_{Q,neugodno}$						
PP2	A1 + M1 + R2	1,00	1,35	1,50	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10	1,40

Kjer je:

$\gamma_{\phi'}$ – delni faktor na strižni kot,

γ_c – delni faktor na kohezijo,

γ – delni faktor na prostorninsko težo,

$\gamma_{R,v}$ – delni faktor za nosilnost tal,

$\gamma_{R,h}$ – delni faktor za odpornost proti zdrsu,

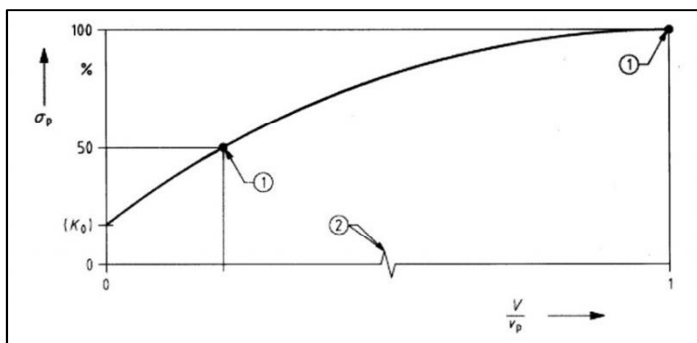
$\gamma_{R,e}$ – delni faktor za (pasivno) odpornost tal.

Obstajata dva možna načina obravnave, skladno s PP2. Prvi upošteva, da takoj na začetku izračuna uporabimo delne varnostne faktorje karakterističnih vplivov, ki so nato kot projektne vrednosti vplivov uporabljene skozi celotno analizo. Pri drugem načinu v izračunu uporabimo karakteristične vplive ter šele na koncu pri preverjanju mejnih stanj uporabimo delne varnostne faktorje.

Pri analizi podpornih konstrukcij smo uporabil prvi način glede na PP2. PP2 smo razdelili na PP2-I in PP2-II. V izračunu PP2-I upoštevamo neugoden vpliv vertikalnih sil, pri PP2-II pa upoštevamo ugoden vpliv vertikalnih sil.

Na konstrukciji pa se pojavijo tudi pasivni zemeljski pritiski, ki delujejo ugodno na kombinacijo vplivov. Ker vemo, da je za mobilizacijo celotnega pasivnega zemeljskega pritiska potreben večji pomik kot za aktiviranje aktivnih zemeljskih pritiskov, bomo te ustrezno zmanjšali. Na spodnji sliki je

prikazan graf mobilizacije pasivnih zemeljskih pritiskov v nekoherentni zemljini v odvisnosti od pomikov konstrukcije.



Slika 11: Graf mobilizacija pasivnega zemeljskega pritiska v odvisnosti od pomikov (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, str. 7-78)

Zato bomo v naslednji kombinaciji upoštevali le delež pasivnega zemeljskega pritiska. V mejnem stanju nosilnosti (v nadaljevanju MSN) ga bomo upoštevali s faktorjem $\xi_{MSN} = 60\%$, kasneje pri kontroli mejnega stanja uporabnosti pa z ξ_{MSU} .

V spodnjih enačbah so predstavljene kombinacije vplivov za PP2-I in PP2-II.

$$V_d = \gamma_G \sum_1^i W_i + \gamma_Q W_j + \gamma_G E_{a,v} + \gamma_Q Q_v \quad (3.10)$$

$$H_d = \gamma_G E_{a,h} + \gamma_Q Q_h + \gamma_G \frac{E_{p,h} \times \xi_{MSN}}{\gamma_{R,e}} \quad (3.11)$$

$$M_d = \gamma_G \sum_1^i W_i r_{w,i} + \gamma_Q W_j r_{w,j} + \gamma_G E_{a,h} r_{a,h} + \gamma_Q Q_h r_h + \gamma_G E_{a,v} r_{a,v} + \gamma_Q Q_v r_v + \left(\gamma_G \frac{E_{p,h} \times \xi_{MSN}}{\gamma_{R,e}} \right) r_{p,h} \quad (3.11)$$

Kjer je:

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_{R,e}$ – delni faktorji za kombinacije vplivov,

W_i – sile teže zidu in materiala,

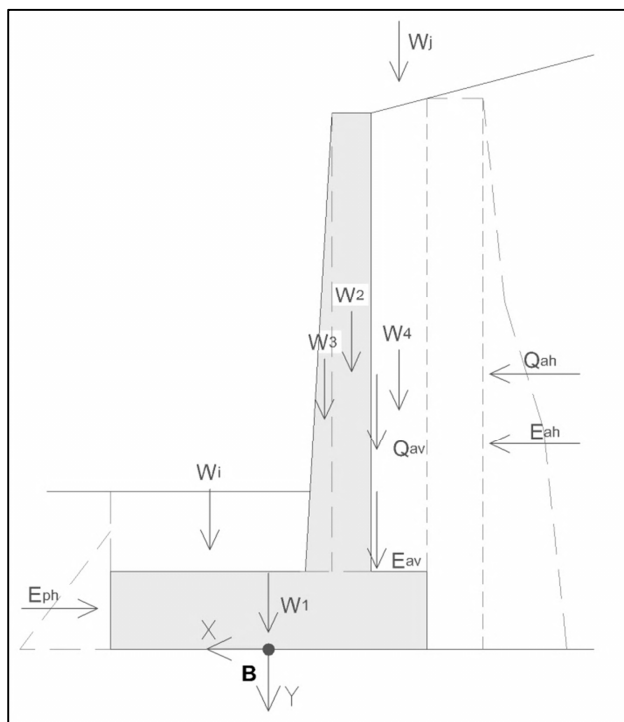
W_j – sila zaradi spremenljive obtežbe nad temeljem,

$E_{a,h}, E_{a,v}$ – sili zemeljskih pritiskov zaradi teže zemljine,

Q_h, Q_v – sili zemeljskih pritiskov zaradi spremenljive obtežbe,

$E_{p,h}$ – sila pasivnih zemeljskih pritiskov,

$r_{w,i}, r_{w,j}, r_{a,h}, r_h, r_{a,v}, r_v, r_{p,h}$ – ročice sil na točko B.



Slika 12: Prikaz sil vplivov in tež za kombinacijo PP2-I in PP2-II

Iz spodnje preglednice so razvidne projektne vrednosti vplivov za kombinacijo PP2-I in PP2-II, ki jih bomo potrebovali za nadaljnje kontrole MSN.

Preglednica 3: Vrednosti projektних vplivov za dani kombinaciji

		PP2-II	PP2-I
Podporna konstrukcija	$V_d =$	184,07 kN/m	279,99 kN/m
	$H_d =$	81,41 kN/m	81,41 kN/m
	$M_d =$	135,22 kNm/m	115,34 kNm/m
Oporna konstrukcija	$V_d =$	89,43 kN/m	116,46 kN/m
	$H_d =$	41,19 kN/m	41,19 kN/m
	$M_d =$	40,41 kNm/m	33,13 kNm/m

3.4 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Za preverjanje nosilnosti tal pod temeljem podporne konstrukcije je potrebno preveriti pogoj:

$$V_d \leq R_d . \quad (3.12)$$

Kjer je:

V_d – navpični projektni vpliv,

R_d – odpornost (nosilnost tal).

Za izračun nosilnosti uporabimo metodo iz Evrokoda 7 za drenirane pogoje, ki je definirana v EN 1997-1: Dodatek D

$$R/A' = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + \gamma' \times B'/2 \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma. (3.13)$$

Kjer je:

R – odpornost tal,

A' – ploščina računske površine centrično obremenjenega temelja,

q' – efektivni navpični tlaki ob temelju na globini temeljne ploskve,

c' – efektivna kohezija,

N_c, N_q, N_γ – koeficienti nosilnosti, odvisni od strižnega kota,

b_j, s_j, i_j – koeficienti nagiba in oblike temelja ter naklon rezultante.

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi',$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' \text{ pri } \delta \geq \varphi' \text{ (strižno dober stik),}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2,$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'},$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi',$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L'),$$

$$s_c = \frac{s_q \times N_q - 1}{N_q - 1},$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'},$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^m,$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \varphi')]^{m+1},$$

$$m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')],$$

$$m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')],$$

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta.$$

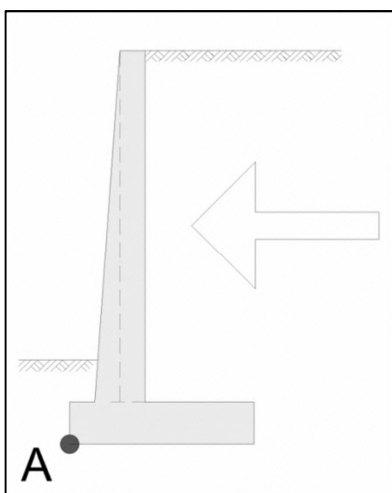
V (preglednici 4) so podane kontrole nosilnosti tal za obe podporni konstrukciji. Iz preglednice je razvidno, da je kritična kombinacija za nosilnost tal PP2-II.

Preglednica 4: Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Podporna konstrukcija	PP2-II	$V_d = 184,07 \text{ kN/m} \leq R_d = 236,77 \text{ kN/m}$	✓
	PP2-I	$V_d = 279,99 \text{ kN/m} \leq R_d = 969,34 \text{ kN/m}$	✓
Oporna konstrukcija	PP2-II	$V_d = 89,43 \text{ kN/m} \leq R_d = 209,19 \text{ kN/m}$	✓
	PP2-I	$V_d = 116,46 \text{ kN/m} \leq R_d = 519,29 \text{ kN/m}$	✓

3.5 Kontrola prevrnitve zidu

Kontrolo momentnega ravnovesja izvedemo na točki možne prevrnitve. V našem primeru v točki A.



Slika 13: Točka na katero računamo prevrnitev

Preverjanje mejnega stanja prevrnitve (EQU):

$$M_{dst;d} \leq M_{stb;d} \quad (3.14)$$

Kjer je:

$M_{dst;d}$ – moment vplivov, ki povzročajo prevrnitev konstrukcije,

$M_{stb;d}$ – moment odpora konstrukcije na prevrnitev, ki je predvsem odvisna od lastne teže konstrukcije,

Preglednica 5: Varnostni faktorji za vplive v EQU stanju

Vplivi	Oznaka	EQU
Trajni:		
Neugodni	$\gamma_{G;dst}$	1,10
Ugodni	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Spremenljivi:		
Trajni	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
Neugodni	$\gamma_{Q;stb}$	0,00

V spodnji preglednici je prikazana kontrola prevrnitve. Opazi se, da je bolj kritična pri oporni konstrukciji, ki je temeljena naprej, kot pri podporni konstrukciji, ki ima zaledno peto.

Preglednica 6: Kontrola prevrnitve zidu

Podporna konstrukcija	$M_{dst,d} = 138,82 \text{ kNm/m} \leq M_{stb,d} = 200,95 \text{ kNm/m}$	✓
Oporna konstrukcija	$M_{dst,d} = 32,32 \text{ kNm/m} \leq M_{stb,d} = 57,93 \text{ kNm/m}$	✓

3.6 Kontrola zdrsa zidu PP2

Preverili bomo projektne vrednosti horizontalnih vplivov in odpornosti po naslednji enačbi:

$$H_d \leq R_d, \quad (3.15)$$

$$R_d = T_d + E_{p,h;d}. \quad (3.16)$$

Kjer je:

H_d – učinek horizontalnih vplivov, ki delujejo neugodno na zdrs,

R_d – odpor konstrukcije na zdrs,

T_d – strižni odpor na stiku temelj zemljina:

$$T_d = \frac{V_d \tan \delta_d}{\gamma_{R,h}},$$

δ_d – projektni strižni kot na stiku zemljina/temelj ($\delta_d = \varphi'_d$),

$E_{p,h;d}$ – pasivni zemeljski pritiski:

$$E_{p,h;d} = \frac{E_{p,h} \times \xi_{MSN}}{\gamma_{R,e}}.$$

V (preglednici 7) je prikazana kontrola zdrsa za oporni in podporni zid. Opazi se, da je pri kontroli zdrsa kritična kombinacija PP2-II, saj je vertikalna sila V_d manjša, kot pri PP2-I. Manjša kot je vertikalna sila V_d , tem manjši je strižni odpor temelja.

Preglednica 7: Kontrola zdrsa zidu

Podporna konstrukcija	PP2-II	$H_d = 81,41 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 135,51 \text{ kN/m}$	✓
	PP2-I	$H_d = 81,41 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 206,12 \text{ kN/m}$	✓
Oporna konstrukcija	PP2-II	$H_d = 41,19 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 65,83 \text{ kN/m}$	✓
	PP2-I	$H_d = 41,19 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 85,73 \text{ kN/m}$	✓

3.7 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti (dalje MSU) bomo preverili premik zgornje točke zidu. Predpostavili smo pogoj, da le-ta ne sme biti večji od 2 cm.

$$u_h \leq u_{h,max},$$

V izračunu MSU bomo uporabili karakteristične vrednosti vplivov. Za zemeljske pritiske bomo upoštevali srednjo vrednost aktivnega zemeljskega pritiska, ki je povprečje mejnega aktivnega zemeljskega pritiska ter mirnega zemeljskega pritiska. Pasivni zemeljski pritisk bomo zmanjšali za faktor $\xi_{MSU} = 30\%$.

Kombinacije vplivov za MSU:

$$V_k = \sum_1^i W_i + E_{a,v(MSU)}, \quad (3.17)$$

$$M_k = \sum_1^i W_i r_{w,i} + E_{a,h(MSU)} r_{a,h} + Q_h(MSU) r_h + E_{a,v(MSU)} r_{a,v} + \left(\frac{E_{p,h} \times \xi_{MSU}}{\gamma_{R,e}} \right) r_{p,h}. \quad (3.18)$$

Kjer je:

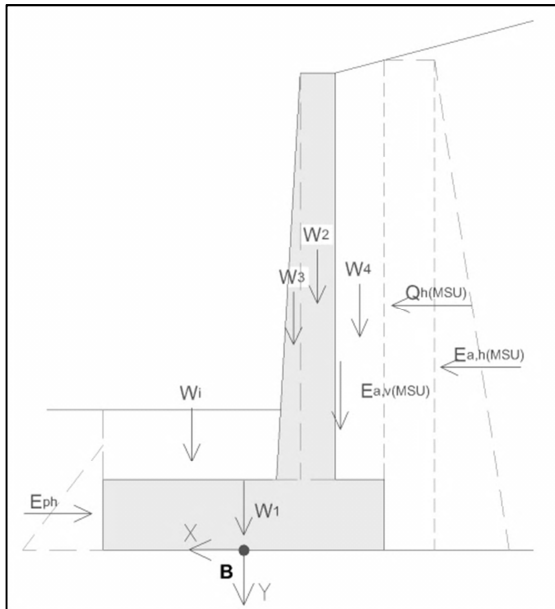
W_i – sile teže zidu in materiala,

$E_{a,h(MSU)}, E_{a,v(MSU)}$ – sili srednjih zemeljskih pritiskov zaradi teže zemljine,

$Q_h(MSU)$ – horizontalna sila srednjih zemeljskih pritiskov zaradi spremenljive obtežbe,

$E_{p,h}$ – sila pasivnih zemeljskih pritiskov,

$r_{w,i}, r_{w,j}, r_{a,h}, r_h, r_{a,v}, r_v, r_{p,h}$ – ročice sil na točko B.

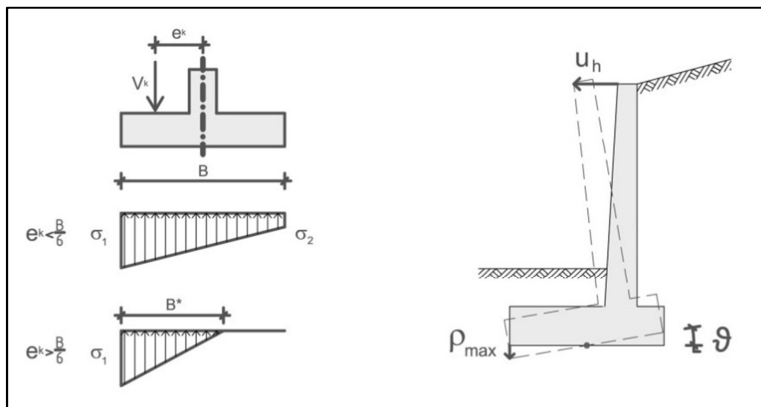


Slika 14: Shematski prikaz sil vplivov in tež za kombinacijo MSU

Kjer je ekscentričnosti sile V_k :

$$e_k = \frac{M_k}{V_k}, \quad (3.19)$$

Za določitev pomika zgoraj je potrebno določiti robne napetosti na temelj ter maksimalni posedek.



Slika 15: Prikaz napetosti in pomikov

Mala ekscentričnost:

$$\sigma_{1,2} = \frac{V_k}{B} \left(1 \pm \frac{6e_k}{B} \right); \text{ pri } e_k \leq \frac{B}{6} \quad (3.20)$$

Velika ekscentričnost:

$$\sigma_1 = \frac{2V_k}{3\left(\frac{B}{2} - e_k\right)}; \text{ pri } e_k \geq \frac{B}{6} \quad (3.21)$$

$$B^* = 3\left(\frac{B}{2} - e_k\right). \quad (3.22)$$

Izračun pomika zgornje točke zidu:

$$\rho_{max} = \frac{\sigma_1}{K}, \quad (3.23)$$

$$\vartheta = \frac{\rho_{max}}{B^*}, \quad (3.24)$$

$$u_h = H\vartheta. \quad (3.25)$$

V spodnji preglednici je prikazana kontrola pomika zgornje točke zidu, ki se zasuče kot togo telo zaradi posedka.

Preglednica 8: Kontrola pomikov konstrukcije na zgornji točki, na karakteristikah peska

Podporna konstrukcija	$u_h = 3,75 \text{ cm}$	\leq	$u_{max} = 2,00 \text{ cm}$	✘
Oporna konstrukcija	$u_h = 1,93 \text{ cm}$	\leq	$u_{max} = 2,00 \text{ cm}$	✔

V zgornji preglednici pogoj pri podporni konstrukciji ni izpolnjen, saj smo za modul reakcije tal upoštevali modul peska, ki je bistveno manjši od dolomita. Ker vemo, da bo konstrukcija temeljena na dolomitni podlagi, bomo v naslednji kontroli upoštevali modul reakcije dolomita, ki smo ga izračunali v poglavju 3.8.

Preglednica 9: Kontrola pomikov konstrukcije na zgornji točki, na karakteristikah dolomita

Podporna konstrukcija	$u_h = 0,07 \text{ cm} \leq u_{\max} = 2,00 \text{ cm}$	✓
Oporna konstrukcija	$u_h = 0,04 \text{ cm} \leq u_{\max} = 2,00 \text{ cm}$	✓

Sedaj je pogoj pomikov izpolnjen.

3.8 Kontrola nosilnosti tal in izračun modula reakcije tal za karakteristike dolomita

Dodatno smo nosilnost tal preverili tudi na karakteristike dolomita, kjer smo kontrolirali pogoj:

$$V_d \leq R_d. \quad (3.26)$$

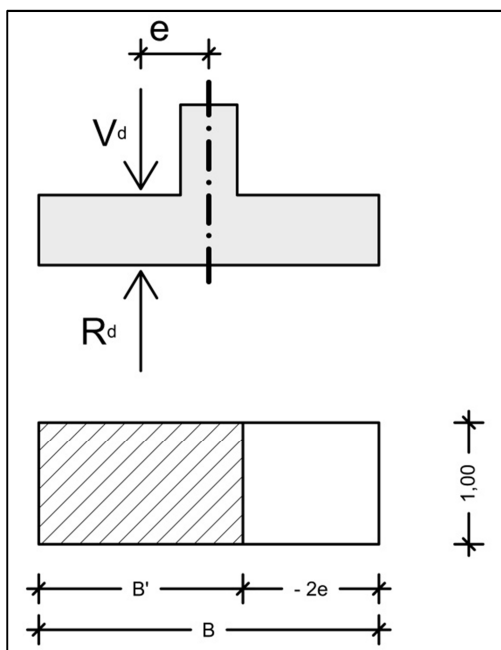
Odpor temeljnih tal smo izračunali na podlagi enoosne tlačne trdnosti dolomita po enačbi:

$$R_d = \frac{3 \cdot q_u \cdot B' \cdot 1,00 \text{ m}}{\gamma_{R,v}}, \quad (3.27)$$

kjer je:

q_u – enoosna tlačna trdnost,

B' – širina centrično obremenjenega temelja.



Slika 16: Širina centrično obremenjenega temelja

V spodnji preglednici je prikazana kontrola nosilnosti na karakteristike dolomita. Razvidno je, da ima dolomit bistveno večjo nosilnost kot pesek.

Preglednica 10: Kontrola nosilnost temeljnih tal na dolomitu

Podporna konstrukcija	$V_d = 279,99 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 33773 \text{ kN/m}$	✓
Oporna konstrukcija	$V_d = 116,46 \text{ kN/m}$	\leq	$R_d = 30665 \text{ kN/m}$	✓

Modul reakcije tal za dolomit smo določili po Winklerjevi enačbi:

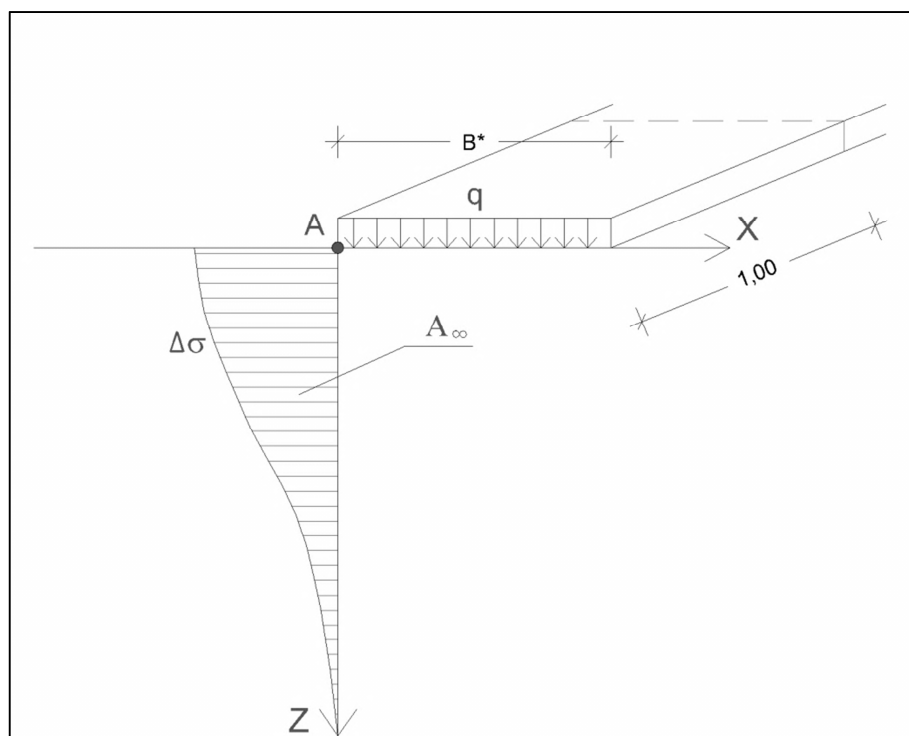
$$K = \frac{q}{\rho}, \quad (3.28)$$

kjer je:

q – obremenitev,

ρ – posedek zaradi obremenitve q .

Posedek zaradi obremenitve smo določili s pomočjo enačb za premike v polprostoru, ki nastanejo zaradi pasovne obtežbe (q) na površju temeljnih tal. Model za izračun je razviden iz spodnje slike.



Slika 17: Obremenitev tal s pasovno obtežbo in potek dodatnih napetosti zaradi obtežbe

Modul reakcije tal smo izračunali za obtežbo, ki nastane pod opornim zidom. Dobili smo vrednost

$$K_D = 1600000 \text{ kN/m}^3.$$

3.9 Komentar k statični presoji zidu

Celotna statična presoja v MSN na karakteristike peska za temeljno podlago je bila izpolnjena. Pri MSU pa so se izvršili preveliki pomiki pri podporni konstrukciji, zato smo pri kontroli MSU uporabili za temeljna tla karakteristike dolomita. Ta nam je bistveno zmanjšal pomike ter posledično zmanjšal širino temelja.

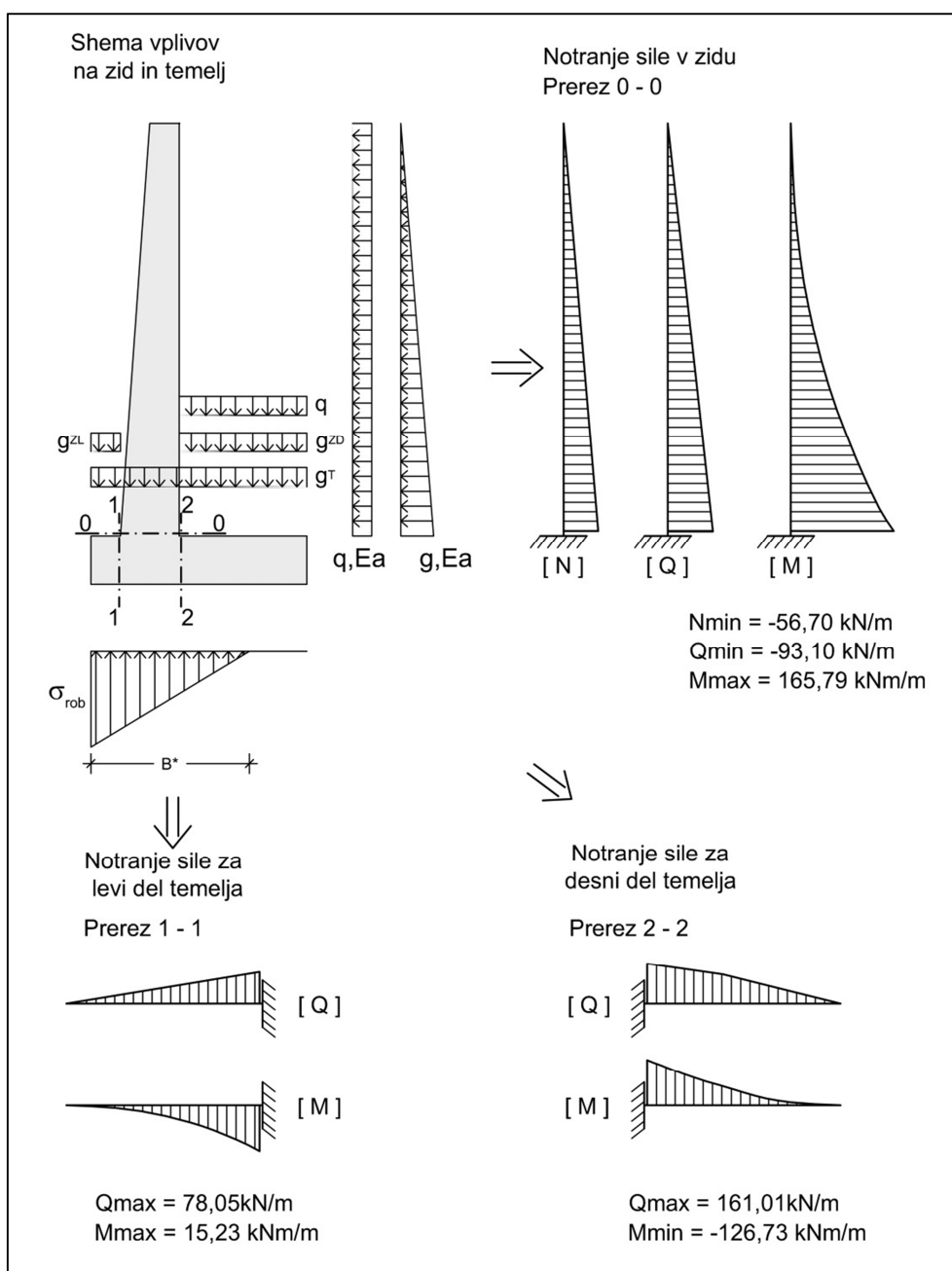
Širino temelja smo nato prilagodili za MSN glede na kontrolo nosilnosti tal in kontrolo prevrnitve zidu.

3.10 Notranje sile v podporni konstrukciji

Notranje sile v podpornih konstrukcijah se izračuna za vse kombinacije mejnega stanja nosilnosti (PP2-I in PP2-II) in uporabnosti (MSU) s pripadajočimi delnimi faktorji.

Mejno stanje uporabnosti upošteva srednje vrednosti zemeljskih pritiskov, zato je možno, da dobimo večje notranje sile v MSU kot MSN. Za potrebe dimenzioniranja je potrebno količine MSU še povečati z delnim modelnim faktorjem $\gamma_m = 1,35$.

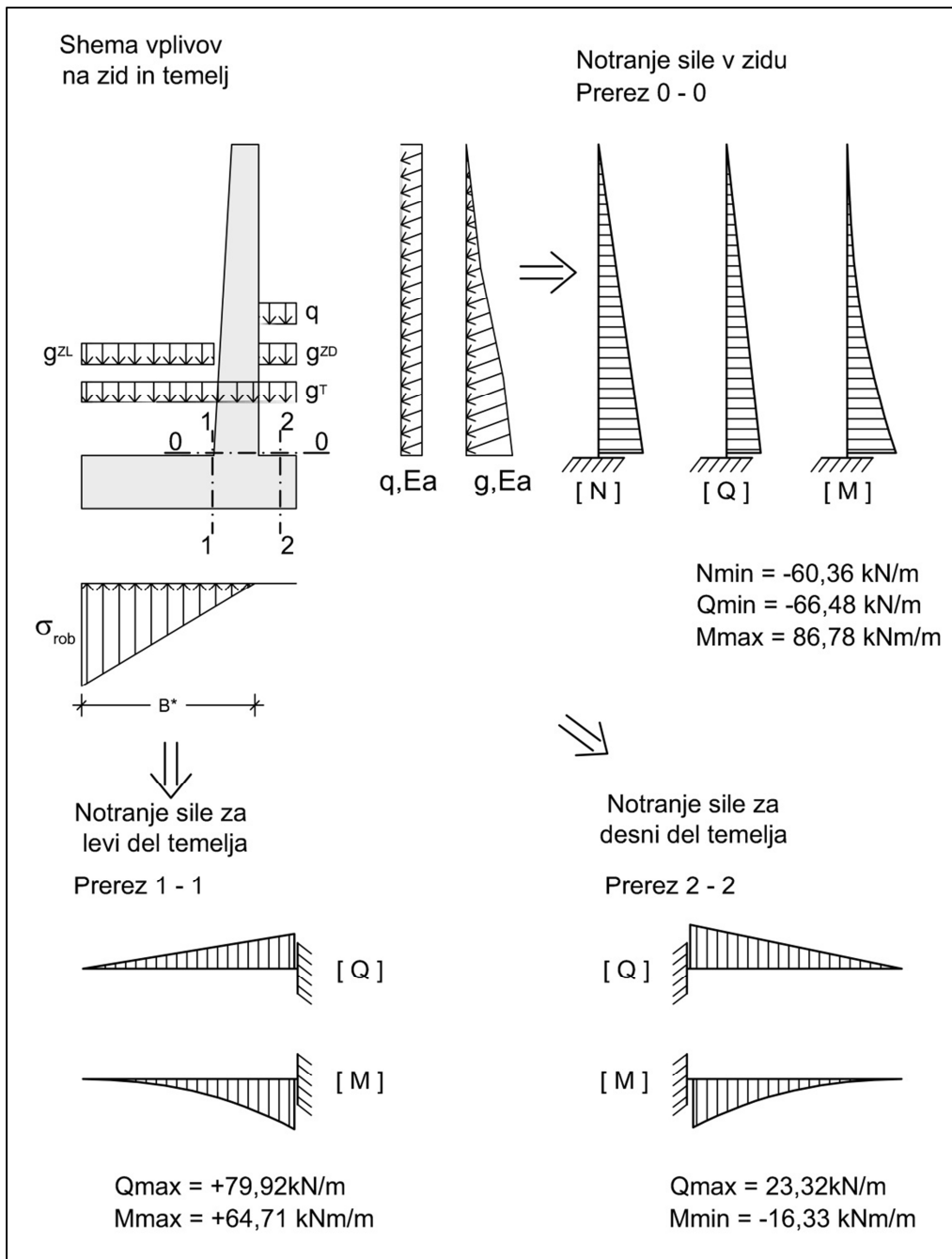
Iz spodnje slike so razvidni vplivi, ki delujejo na konstrukcijo, ter vrednosti iz ovojnice notranjih količin. V večini primerov je bila merodajna kombinacija MSU povečana za modelni faktor 1,35. Konstrukcijo smo obravnavali v treh kritičnih prerezih, ki so na sliki označeni s številkami (1-1, 2-2 in 3-3). Količine bomo kasneje uporabili za dimenzioniranje zidu in temelja.



Slika 18: Notranje sile v podporni konstrukciji

3.11 Notranje sile v oporni konstrukciji

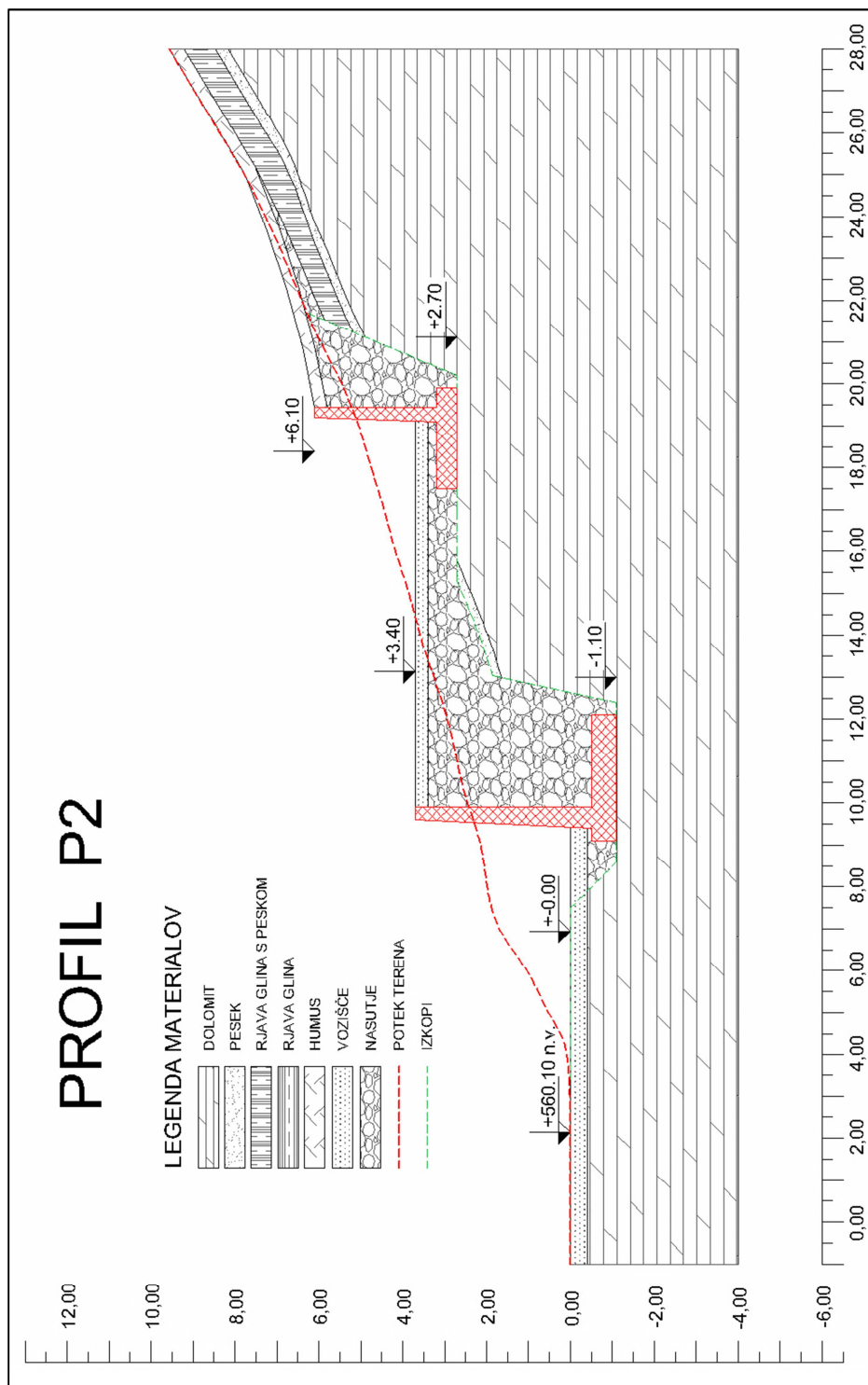
Enako kot podporno konstrukcijo iz prejšnjega poglavja smo obravnavali tudi oporno konstrukcijo. Tudi pri oporni konstrukciji je večino ekstremov dala kombinacija MSU, povečana z modelnim faktorjem 1,35.



Slika 19: Notranje sile v oporni konstrukciji

4 KONTROLA GLOBALNE STABILNOSTI

Analize globalne stabilnosti nam ni potrebno preveriti, saj sta konstrukciji temeljeni na nepodajni dolomitni podlagi, pri kateri ni možnosti nastanka drsin. Edina možna drsina se nahaja tik za zidom, a smo jo že preverili v statični presoji zidu v tretjem poglavju. V spodnji sliki sta prikazani konstrukciji v končni izvedbi.



Slika 20: Profil P2 s podpornima konstrukcijama

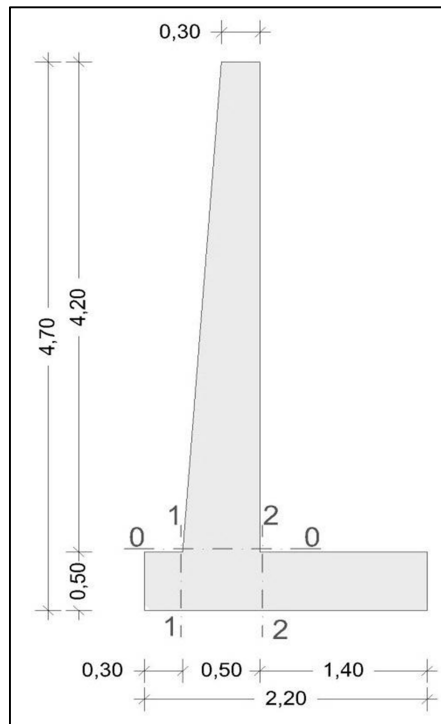
5 DIMENZIONIRANJE PODPORNEGA ZIDU

5.1 Zasnova in osnovni podatki

Geometrijske podatke konstrukcije imamo že podane iz statične presoje zidu, razvidni pa so iz desne slike, prav tako projektne vrednosti notranjih sil, ki so razvidne iz (slike 18). Določiti moramo še materialne parametre, ki so potrebni za dimenzioniranje.

Materialni podatki:

- Beton: C 25/30,
- Jeklo: S500.



Slika 21: Geometrija podporne konstrukcije

5.2 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona predstavlja zaščitno plast betona, ki varuje armaturo pred različnimi vplivi. Določimo ga na osnovi standarda SIST EN 1992-1-1.

Nazivni krovni sloj betona c_{nom} je določen kot vsota najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektne odstopanja Δc_{dev} , kjer je priporočena vrednost 10 mm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}.$$

Za določitev debeline najmanjšega krovnega sloja pri naši podporni konstrukciji je potrebno upoštevati naslednje zahteve:

- Razred izpostavljenosti glede na pogoj okolja:
XC2 – betonske površine v dolgotrajnem dotiku z vodo,
- Zahteva najmanjše debeline krovnega sloja za razred konstrukcije S4:
 $c_{min,dur} = 25$ mm,
- Zahteva najmanjše debeline krovnega sloja glede na sprejemnost:
posamičen premer palice (predpostavimo) $c_{min,b} = \varnothing = 14$ mm,
- Upoštevanje odstopanja debeline krovnega sloja pri projektiranju:
upoštevamo četrti pogoj (podložni beton) $c_{min} = 40$ mm,

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \max [25 ; 14 ; 40] + 10 = 50 \text{ mm.}$$

Sedaj bomo še določili oddaljenost težišča zgornje oziroma spodnje armature od roba betona, ki ga bomo uporabili pri dimezioniranju.

$$a_{potr} = c_{nom} + \varnothing_{vzd}/2 = 50 + 14/2 = 57 \text{ mm.}$$

Izberem $a = 60 \text{ mm}$.

5.3 Dimezioniranje podporne konstrukcije

Pri dimezioniranju bomo konstrukcijo razdelili na dva dela. Ločeno bomo obravnavali zid v prerezu 0-0 ter ločeno temelj v prerezih 1-1 in 2-2. Armaturo v zidu in temelju bomo obravnavali pri linijskem elementu na dolžini enega metra.

Uporabljeni materiali:

Beton: C25/30 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2,$

$$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2.$$

Armatura S500 $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2,$

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2.$$

5.3.1 Dimezioniranje zidu podporne konstrukcije v prerezu 0-0

5.3.1.1 Notranje sile

Notranje sile za prerez 0-0:

$$N_{d;0-0} = -56,70 \text{ kN/m,}$$

$$V_{d;0-0} = 93,10 \text{ kN/m,}$$

$$M_{d;0-0} = 165,79 \text{ kNm/m.}$$

5.3.1.2 Dimezioniranje vzdolžne armature

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 44 = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 44 = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,min} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Kjer sta:

f_{ctm} – srednja natezna trdnost betona,

b_t – širina natezne cone.

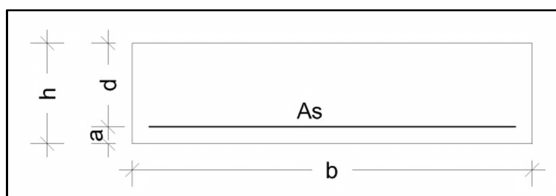
Maksimalna armatura:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \cdot 5000 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$h = 50 \text{ cm}$; $a = 6 \text{ cm}$,

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 44 \text{ cm}$.



Slika 22: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

$$\xi_s \cong 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 44 = 39,6 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_{d;0-0} - N_{d;0-0} \cdot z_s}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{165,79 \cdot 100 - (-56,70 \cdot 39,6)}{100 \cdot 1,67 \cdot 44^2} = 0,058,$$

$$k_d = 0,70 \rightarrow k_s = 1,049.$$

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;0-0} - N_{d;0-0} \cdot z_s}{f_{yd} \cdot d} + \frac{N_{d;1-1}}{f_{yd}} = \frac{165,79 \cdot 100 - (-56,70 \cdot 39,6)}{43,48 \cdot 44} + \frac{-56,70}{43,48} = 9,02 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberem armaturo Ø12/12,5 cm ($A_{s,dej} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Razdelilna armatura Ø10/35 cm ($A_{s,dej} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5.3.1.3 Kontrola strižne odpornosti

Najprej bomo preverili projektno strižno nosilnost zidu brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0021 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,11) \cdot 1000 \cdot 440 = 174,29 \text{ kN/m},$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,38 + 0,15 \cdot 0,11) \cdot 1000 \cdot 440 = 160,06 \text{ kN/m}.$$

Kjer so:

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,38;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,67 < 2;$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0,0021 < 0,02 \dots \text{delež natezne armature,}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 0,11 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 0,33 \text{ MPa};$$

$$k_1 = 0,15 \dots \text{priporočena vrednost,}$$

$$A_s = 7,85 \text{ cm}^2 \dots \text{površina natezne armature,}$$

$$A_c = 5000 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina prereza,}$$

b_w – širina natezne cone,

d – statična višina zidu.

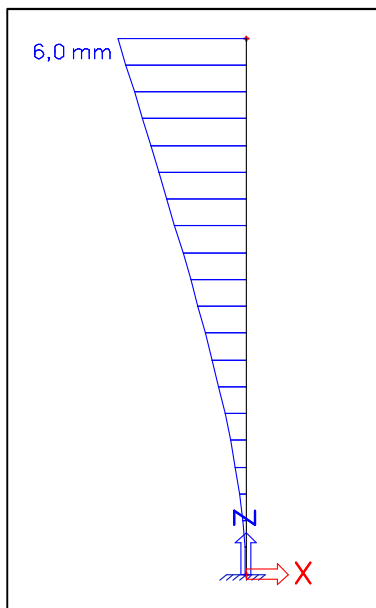
Kontrola strižne nosilnosti zidu:

$$V_{d,0-0} = 93,10 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 174,29 \text{ kN/m.} \quad \checkmark$$

Računsko strižna armatura ni potrebna.

5.3.1.4 Kontrola pomikov podpornega zidu

Pomike smo izračunali s pomočjo programa SCIA Engineer po linearni teoriji elastičnosti, v katerem smo uporabili kombinacijo vplivov za kontrolo MSU. Za oceno končnih pomikov w_{fin} , bomo pomike, ki smo jih izračunali po linearni teoriji w , pomnožili s faktorjem $k = 5$, ki upošteva reološke lastnosti in razpokanost prereza.



Slika 23: Slika pomikov po linearni teoriji elastičnosti za podporni zid

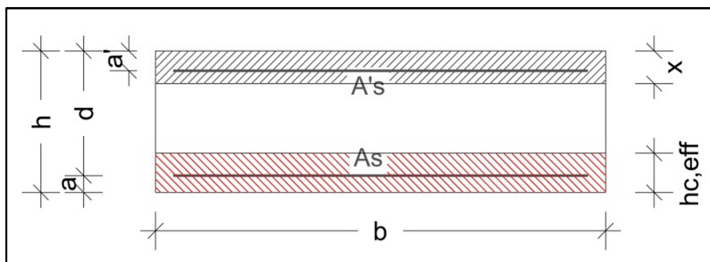
$$w_{fin} = k \cdot w = 5 \cdot 0,60 = 1,5 \text{ cm} \leq w_{lim} = \frac{H}{120} = \frac{420}{120} = 3,50 \text{ cm. } \checkmark$$

5.3.1.5 Kontrola napetosti v prerezu 0-0 in račun širine razpok za MSU

Podatki za zid:

$M_{k;0-0} = 122,80 \text{ kNm/m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 44 \text{ cm}$; $a = a' = 6 \text{ cm}$,

$A'_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Q226); $A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\emptyset 12/12,5 \text{ cm}$); $\alpha_e = E_s/E_{cm} = 20000/3100 = 6,45$.



Slika 24: Pomen oznak pri računu napetosti in razpok

Višina tlačne cone x :

$$x = \left[\frac{(\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2(\alpha_e A'_s a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s}{b} =$$

$$= \left[\frac{(6,45 \cdot 2,26 + 6,45 \cdot 9,05)^2}{100^2} + \frac{2(6,45 \cdot 2,26 \cdot 6 + 6,45 \cdot 9,05 \cdot 44)}{100} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{6,45 \cdot 2,26 + 6,45 \cdot 9,05}{100}$$

$$= 6,60 \text{ cm.}$$

Pri izračunu napetosti v natezni armaturi smo osne sile v prerezu zanemarili, gre le za grobo oceno napetosti.

Napetosti v natezni armaturi razpokanega prereza:

$$\sigma_s = 3 \cdot M_k / \left[A_s(3d - x) + \frac{A'_s(x - 3a')(x - a')}{(d - x)} \right] \leq f_{yk} 0,8,$$

$$\sigma_s = 3 \cdot 122,80 / \left[9,05(3 \cdot 44 - 6,60) + \frac{2,26(6,60 - 3 \cdot 6)(6,60 - 6)}{(44 - 6,60)} \right] \leq 50 \cdot 0,8,$$

$$\sigma_s = 32,47 \text{ kN/cm}^2 \leq 50 \cdot 0,8 = 40 \text{ kN/cm}^2.$$

Napetosti v tlačni coni betona:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{\alpha_e \cdot (d - x)} = \frac{32,47 \cdot 6,60}{6,45 \cdot (44 - 6,60)} = 0,90 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ck} 0,6 = 1,50 \text{ kN/cm}^2.$$

Razlika povprečnih deformacij armature in betona med razpokami:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{32,47 - 0,4 \frac{0,26}{0,0062} (1 + 6,45 \cdot 0,0062)}{20000} = 7,59 \cdot 10^{-4} \geq 0,6 \frac{32,47}{20000} = 9,74 \cdot 10^{-4},$$

$k_t = 0,4$...vpliv trajanja obtežbe: dolgotrajna,

$f_{ct,eff} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$...povprečna natezna trdnost betona po 28 dneh,

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{(9,05 + 0)}{1446,81} = 0,0062.$$

Območje efektivnega betona v nategu:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b_w = 14,47 \cdot 100 = 1447 \text{ cm}^2,$$

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h - d); (h - x)/3; h/2] = \min[2,5(50 - 44); (50 - 6,60)/3; 50/2] \\ = 14,47 \text{ cm}.$$

Največja razdalja med razpokami:

$$s_{r,max} = 3,4c_{nom} + \frac{0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 50 + \frac{0,425 \cdot 0,80 \cdot 0,50 \cdot 12}{0,0062} = 496,13 \text{ mm},$$

$k_1 = 0,80$...vpliv prijemnih lastnosti rebraste armature,

$k_2 = 0,50$...vpliv razporeditve deformacij po prerezu za upogib.

Izraz za izračun širine razpoke:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 9,74 \cdot 10^{-4} \cdot 496,13 = 0,48 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}.$$

Pogoj ni izpolnjen potrebni so dodatni ukrepi → namestitev dodatne natezne armature, za znižanje napetosti.

Po ponovnem izračunu z orodjem Excel, je potrebno dodati $3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$, da je izpolnjen pogoj o širini razpoke.

Izberem dodatno armaturo $\text{Ø}8/12,5 \text{ cm}$ ($A_{s,\text{dodatna}} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5.3.2 Dimenzioniranje temelja podporne konstrukcije

5.3.2.1 Notranje sile

Notranje sile za prerez 1-1 in 2-2:

$$N_{d;1-1} = 0,00 \text{ kN/m}; N_{d;2-2} = 0,00 \text{ kN/m},$$

$$V_{d;1-1} = 78,05 \text{ kN/m}; V_{d;2-2} = 161,01 \text{ kN/m},$$

$$M_{d;1-1} = 15,23 \text{ kNm/m}; M_{d;2-2} = 126,73 \text{ kNm/m}.$$

5.3.2.2 Dimenzioniranje armature v prerezu 1-1

Minimalna armatura:

$$A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 44 = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 44 = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,\text{min}} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 5000 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

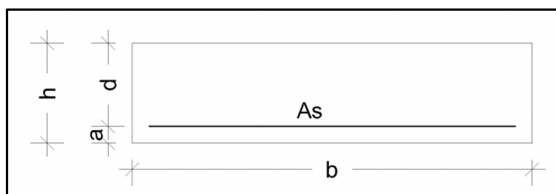
Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$$h = 50 \text{ cm}; a = 6 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 44 \text{ cm}.$$

$$k_d = \frac{M_{d;1-1}}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{15,23 \cdot 100}{100 \cdot 1,67 \cdot 44^2} = 0,005,$$

$$k_d = 0,037 \rightarrow k_s = 1,033.$$



Slika 25: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;1-1}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{15,23 \cdot 100}{43,48 \cdot 44} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberem armaturo Ø12/12,5 cm ($A_{s,dej} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Razdelilna armatura Ø10/35 cm ($A_{s,dej} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5.3.2.3 Dimenzioniranje armature v prerezu 2-2

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 44 = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 44 = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,min} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 5000 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

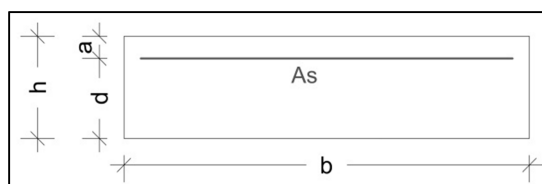
Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$h = 50 \text{ cm}$; $a = 6 \text{ cm}$,

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 44 \text{ cm}$.

$$k_d = \frac{M_{d;2-2}}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{126,73 \cdot 100}{100 \cdot 1,67 \cdot 44^2} = 0,039,$$

$$k_d = 0,053 \rightarrow k_s = 1,041.$$



Slika 26: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;2-2}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{126,73 \cdot 100}{43,48 \cdot 44} = 6,90 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberem armaturo Ø12/12,5cm ($A_{s,dej} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Razdelilna armatura Ø10/35 cm ($A_{s,dej} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5.3.2.4 Kontrola strižne odpornosti v prerezu 1-1 in 2-2

Najprej bomo preverili projektno strižno nosilnost temelja brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0021 \cdot 25)^{1/3} + 0) \cdot 1000 \cdot 440 = 152,58 \text{ kN/m},$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,38 + 0) \cdot 1000 \cdot 440 = 166,80 \text{ kN/m}.$$

Kjer so:

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,38;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,67 < 2;$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0,0021 < 0,02 \dots \text{delež natezne armature},$$

$$A_s = 7,85 \text{ cm}^2 \dots \text{površina natezne armature},$$

$$A_c = 5000 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina prereza},$$

Kontrola strižne nosilnosti zidu:

$$V_{d,2-2} = 161,01 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 166,80 \text{ kN/m.} \quad \checkmark$$

Računsko strižna armatura ni potrebna.

6 DIMENZIONIRANJE OPORNEGA ZIDU

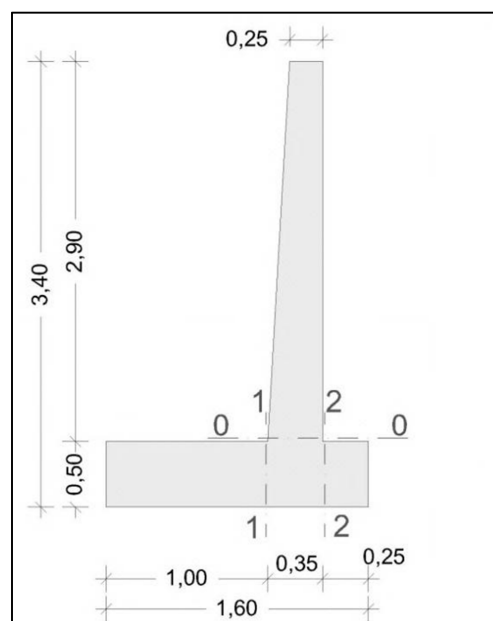
Dimenzioniranje opornega zidu bomo opravili na enak način, kot smo dimenzionirali podporno konstrukcijo v petem poglavju.

6.1 Zasnova in osnovni podatki

Geometrijske podatke konstrukcije imamo že podane iz statične presoje zidu, razvidni pa so iz desne slike, prav tako projektne vrednosti notranjih sil, ki so razvidne iz (slike 19). Določiti moramo še materialne parametre, ki so potrebni za dimenzioniranje.

Materialni podatki:

- Beton: C 25/30,
- Jeklo: S500.



Slika 27: Geometrija oporne konstrukcije

6.2 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona smo že določili v (poglavju 5.2), saj veljajo za določitev debeline krovnega sloja enake zahteve kot pri podpornem zidu.

$$c_{nom} = 50 \text{ mm.}$$

6.3 Dimenzioniranje oporne konstrukcije

Pri dimenzioniranju bomo konstrukcijo razdelili na dva dela. Ločeno bomo obravnavali zid v prerezu 0-0 ter ločeno temelj v prerezih 1-1 in 2-2. Armaturo v zidu in temelju bomo obravnavali pri linijskem elementu na dolžini enega metra.

Uporabljeni materiali:

$$\text{Beton: C25/30} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\text{Armatura S500} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2.$$

6.3.1 Dimenzioniranje zidu oporne konstrukcije v prerezu 0-0

6.3.1.1 Notranje sile

Notranje sile za prerez 0-0:

$$N_{d;0-0} = -60,36 \text{ kN/m},$$

$$V_{d;0-0} = 66,48 \text{ kN/m},$$

$$M_{d;0-0} = 86,78 \text{ kNm/m}.$$

6.3.1.2 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 29 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 29 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,min} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

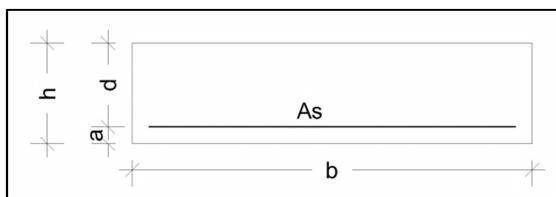
Maksimalna armatura:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 3500 = 140 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$$h = 35 \text{ cm}; a = 6 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 29 \text{ cm}.$$



Slika 28: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

$$z_s \cong 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 29 = 26,1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_{d;0-0} - N_{d;0-0} \cdot z_s}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{86,78 \cdot 100 - (-60,36 \cdot 26,1)}{100 \cdot 1,67 \cdot 29^2} = 0,076,$$

$$k_d = 0,87 \rightarrow k_s = 1,058.$$

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;0-0} - N_{d;0-0} \cdot z_s}{f_{yd} \cdot d} + \frac{N_{d;1-1}}{f_{yd}} = \frac{86,78 \cdot 100 - (-60,36 \cdot 26,1)}{43,48 \cdot 29} + \frac{-60,36}{43,48} = 7,22 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberem armaturo R 760 ($A_{s,dej} = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.3.1.3 Kontrola strižne odpornosti

Najprej bomo preverili projektno strižno nosilnost zidu brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d ,$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,83 \cdot (100 \cdot 0,0026 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,15) \cdot 1000 \cdot 290 = 126,70 \text{ kN/m},$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,43 + 0,15 \cdot 0,15) \cdot 1000 \cdot 290 = 133,18 \text{ kN/m}.$$

Kjer so:

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,43 ;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,83 < 2;$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0,0026 < 0,02 \dots \text{delež natezne armature},$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 0,15 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 0,33 \text{ MPa};$$

$$k_1 = 0,15 \dots \text{priporočena vrednost},$$

$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2 \dots \text{površina natezne armature},$$

$$A_c = 3500 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina prereza},$$

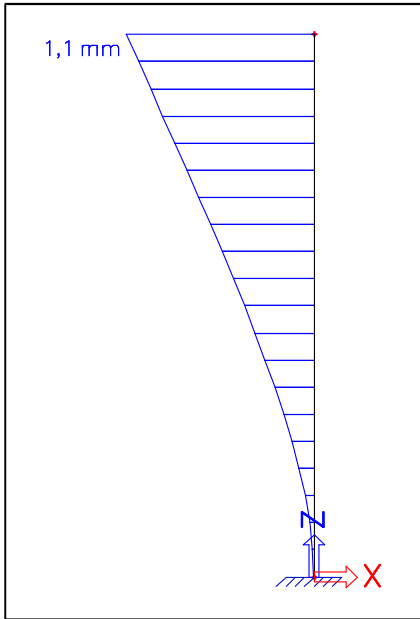
Kontrola strižne nosilnosti zidu:

$$V_{d,0-0} = 48,95 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 132,17 \text{ kN/m}. \quad \checkmark$$

Računsko strižna armatura ni potrebna.

6.3.1.4 Kontrola pomikov opornega zidu

Pomike smo izračunali s pomočjo programa SCIA Engineer po linearni teoriji elastičnosti, v katerem smo uporabili kombinacijo vplivov za kontrolo MSU. Za oceno končnih pomikov w_{fin} , bomo pomike, ki smo jih izračunali po linearni teoriji w , pomnožili s faktorjem $k = 5$, ki upošteva reološke lastnosti in razpakanost prereza.



Slika 29: Slika pomikov opornega zidu

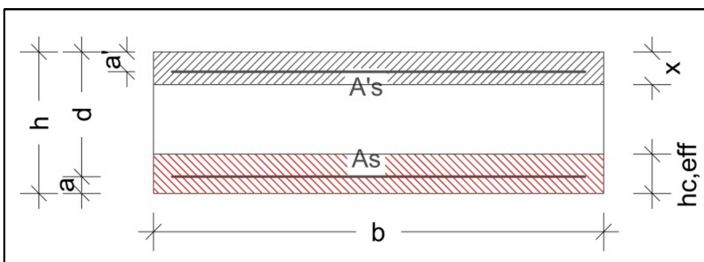
$$w_{fin} = k \cdot w = 5 \cdot 0,11 = 0,55 \text{ cm} \leq w_{lim} = \frac{H}{120} = \frac{290}{120} = 2,42 \text{ cm. } \checkmark$$

6.3.1.5 Kontrola napetosti v prerezu 0-0 in račun širine razpok za MSU

Podatki za zid:

$M_{k;0-0} = 64,28 \text{ kNm/m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 29 \text{ cm}$; $a = a' = 6 \text{ cm}$,

$A'_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Q226); $A_s = 7,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (R760); $\alpha_e = E_s/E_{cm} = 20000/3100 = 6,45$.



Slika 30: Pomen oznak pri računu napetosti in razpok

Višina tlačne cone x :

$$x = \left[\frac{(\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2(\alpha_e A'_s a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s}{b} =$$

$$= \left[\frac{(6,45 \cdot 2,26 + 6,45 \cdot 7,60)^2}{100^2} + \frac{2(6,45 \cdot 2,26 \cdot 6 + 6,45 \cdot 7,60 \cdot 29)}{100} \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{6,45 \cdot 2,26 + 6,45 \cdot 7,60}{100}$$

$$= 4,89 \text{ cm.}$$

Pri izračunu napetosti v natezni armaturi smo osne sile v prerezu zanemarili, gre le za grobo oceno napetosti.

Napetosti v natezni armaturi razpokanega prereza:

$$\sigma_s = 3 \cdot M_k / \left[A_s(3d - x) + \frac{A'_s(x - 3a')(x - a')}{(d - x)} \right] \leq f_{yk} 0,8,$$

$$\sigma_s = 3 \cdot 64,28 / \left[7,60(3 \cdot 29 - 4,89) + \frac{2,26(4,89 - 3 \cdot 6)(4,89 - 6)}{(29 - 4,89)} \right] \leq 50 \cdot 0,8,$$

$$\sigma_s = 30,84 \text{ kN/cm}^2 \leq 50 \cdot 0,8 = 40 \text{ kN/cm}^2.$$

Napetosti v tlačni coni betona:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s \cdot x}{\alpha_e \cdot (d - x)} = \frac{30,84 \cdot 4,89}{6,45 \cdot (29 - 4,89)} = 0,99 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{ck} 0,6 = 1,50 \text{ kN/cm}^2.$$

Razlika povprečnih deformacij armature in betona med razpokami:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{30,84 - 0,4 \frac{0,26}{0,0075} (1 + 6,45 \cdot 0,0075)}{20000} = 8,22 \cdot 10^{-4} \geq 0,6 \frac{30,84}{20000} = 9,25 \cdot 10^{-4},$$

$k_t = 0,4$...vpliv trajanja obtežbe: dolgotrajna,

$f_{ct,eff} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$...povprečna natezna trdnost betona po 28 dneh,

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{(7,60 + 0)}{1004} = 0,0075$$

Območje efektivnega betona v nategu:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b_w = 10,04 \cdot 100 = 1004 \text{ cm}^2,$$

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h - d); (h - x)/3; h/2] = \min[2,5(35 - 29); (35 - 4,89)/3; 35/2] = 10,04 \text{ cm}.$$

Največja razdalja med razpokami:

$$s_{r,max} = 3,4c_{nom} + \frac{0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 50 + \frac{0,425 \cdot 0,80 \cdot 0,50 \cdot 11}{0,0075} = 416,91 \text{ mm},$$

$k_1 = 0,80$...vpliv prijemnih lastnosti rebraste armature,

$k_2 = 0,50$...vpliv razporeditve deformacij po prerezu za upogib.

Izraz za izračun širine razpoke:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 9,25 \cdot 10^{-4} \cdot 416,91 = 0,39 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm}.$$

Pogoj ni izpolnjen potrebni so dodatni ukrepi → namestitev dodatne natezne armature, za znižanje napetosti.

Po ponovnem izračunu z orodjem Excel, je potrebno dodati $1,45 \text{ cm}^2/\text{m}$, da je izpolnjen pogoj o širini razpoke.

Izberem dodatno armaturo $\text{Ø}8/25 \text{ cm}$ ($A_{s,\text{dodatna}} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.3.2 Dimenzioniranje temelja oporne konstrukcije

6.3.2.1 Notranje sile

Notranje sile za prerez 1-1 in 2-2:

$$N_{d;1-1} = 0,00 \text{ kN/m}; N_{d;2-2} = 0,00 \text{ kN/m},$$

$$V_{d;1-1} = 79,92 \text{ kN/m}; V_{d;2-2} = 23,32 \text{ kN/m},$$

$$M_{d;1-1} = 64,71 \text{ kNm/m}; M_{d;2-2} = 16,33 \text{ kNm/m}.$$

6.3.2.2 Dimenzioniranje armature v prerezu 1-1

Minimalna armatura:

$$A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 44 = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 44 = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,\text{min}} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 5000 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

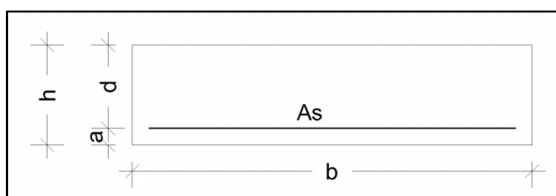
Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$$h = 50 \text{ cm}; a = 6 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 44 \text{ cm}.$$

$$k_d = \frac{M_{d;1-1}}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{64,71 \cdot 100}{100 \cdot 1,67 \cdot 44^2} = 0,005,$$

$$k_d = 0,037 \rightarrow k_s = 1,033.$$



Slika 31: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;1-1}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{64,71 \cdot 100}{43,48 \cdot 44} = 3,49 \text{ cm}^2/\text{m},$$

Izberem armaturo Ø10/12,5 cm ($A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Razdelilna armatura Ø10/35 cm ($A_{s,dej} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.3.2.3 Dimenzioniranje armature v prerezu 2-2

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 44 = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 44 = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \rightarrow A_{s,min} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 5000 = 200 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

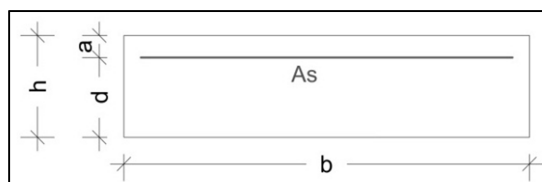
Dimenzioniranje armature po postopku brezdimenzijskih koeficientov.

$h = 50 \text{ cm}$; $a = 6 \text{ cm}$,

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 44 \text{ cm}$.

$$k_d = \frac{M_{d;2-2}}{b \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{16,33 \cdot 100}{100 \cdot 1,67 \cdot 44^2} = 0,004 ,$$

$$k_d = 0,037 \rightarrow k_s = 1,033.$$



Slika 32: Pomen oznak pri dimenzioniranju armature

Potrebna armatura:

$$A_s = k_s \frac{M_{d;2-2}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{16,33 \cdot 100}{43,48 \cdot 44} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{m},$$

Izberem armaturo Ø10/12,5 cm ($A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Razdelilna armatura Ø10/35 cm ($A_{s,dej} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.3.2.4 Kontrola strižne odpornosti v prerezu 1-1 in 2-2

Najprej bomo preverili projektno strižno nosilnost temelja brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0021 \cdot 25)^{1/3} + 0) \cdot 1000 \cdot 440 = 152,58 \text{ kN/m},$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,38 + 0) \cdot 1000 \cdot 440 = 166,80 \text{ kN/m}.$$

Kjer so:

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,38;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,67 < 2;$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 0,0014 < 0,02 \dots \text{samo natezna armatura},$$

$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2 \dots \text{površina natezne armature},$$

$$A_c = 5000 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina prereza},$$

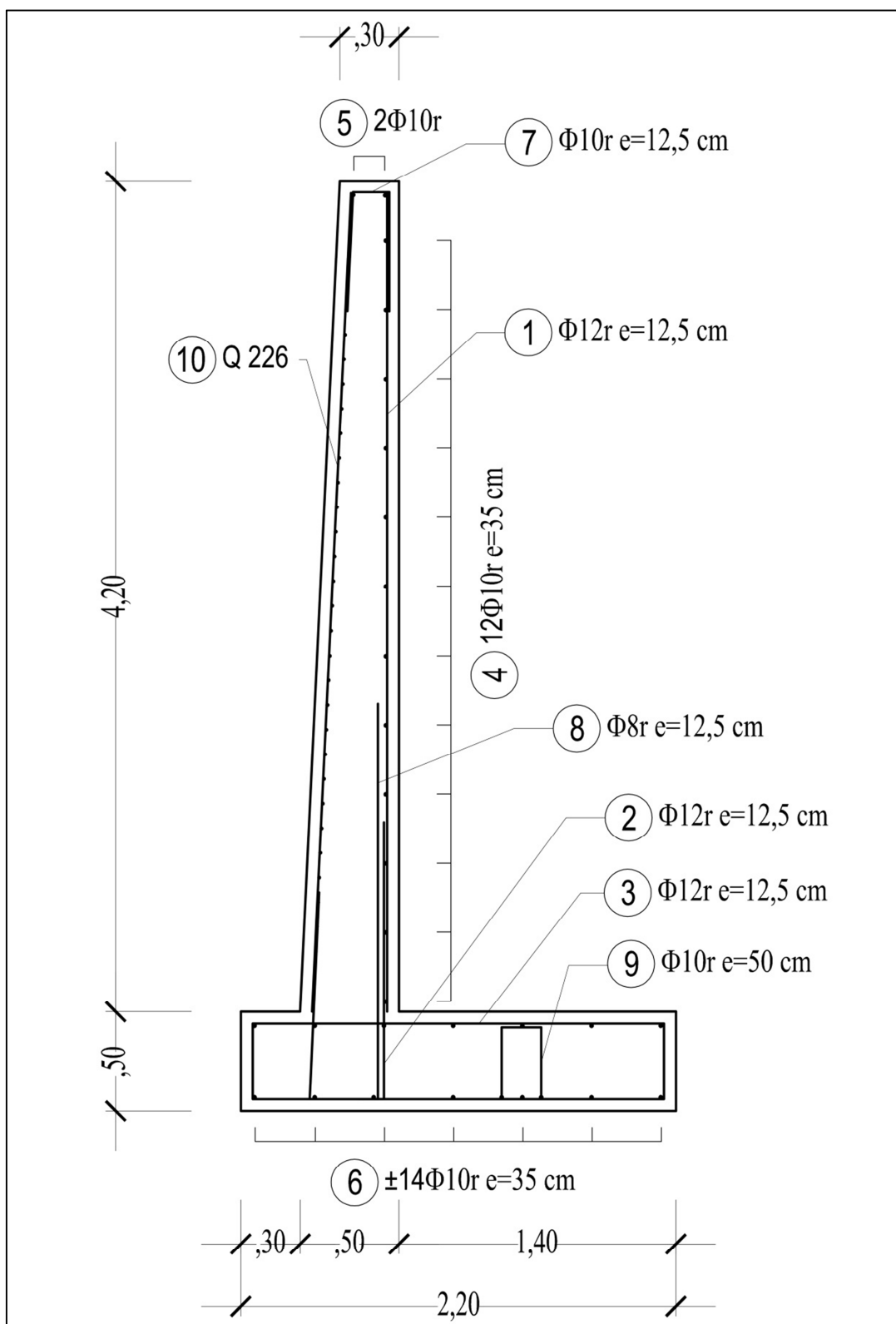
Kontrola strižne nosilnosti zidu:

$$V_{d,1-1} = 79,92 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 166,80 \text{ kN/m.} \quad \checkmark$$

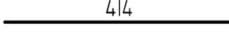

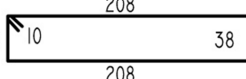
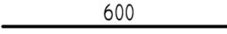
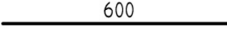
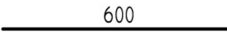

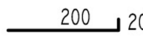
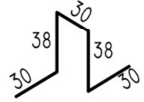
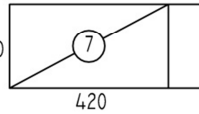
Računsko strižna armatura ni potrebna.

7 KONSTRUIRANJE ARMATURE V PODPORNİ KONSTRUKCIJI

V naslednjem poglavju bomo prikazali končno izvedbo armature v konstrukciji ter popis armaturnega jekla. Na prvi sliki je prikazan prerez konstrukcije z armaturo, na drugi pa celoten popis armature v konstrukciji. Konstrukcija je linijska, potek dolžine je 17,50 m.



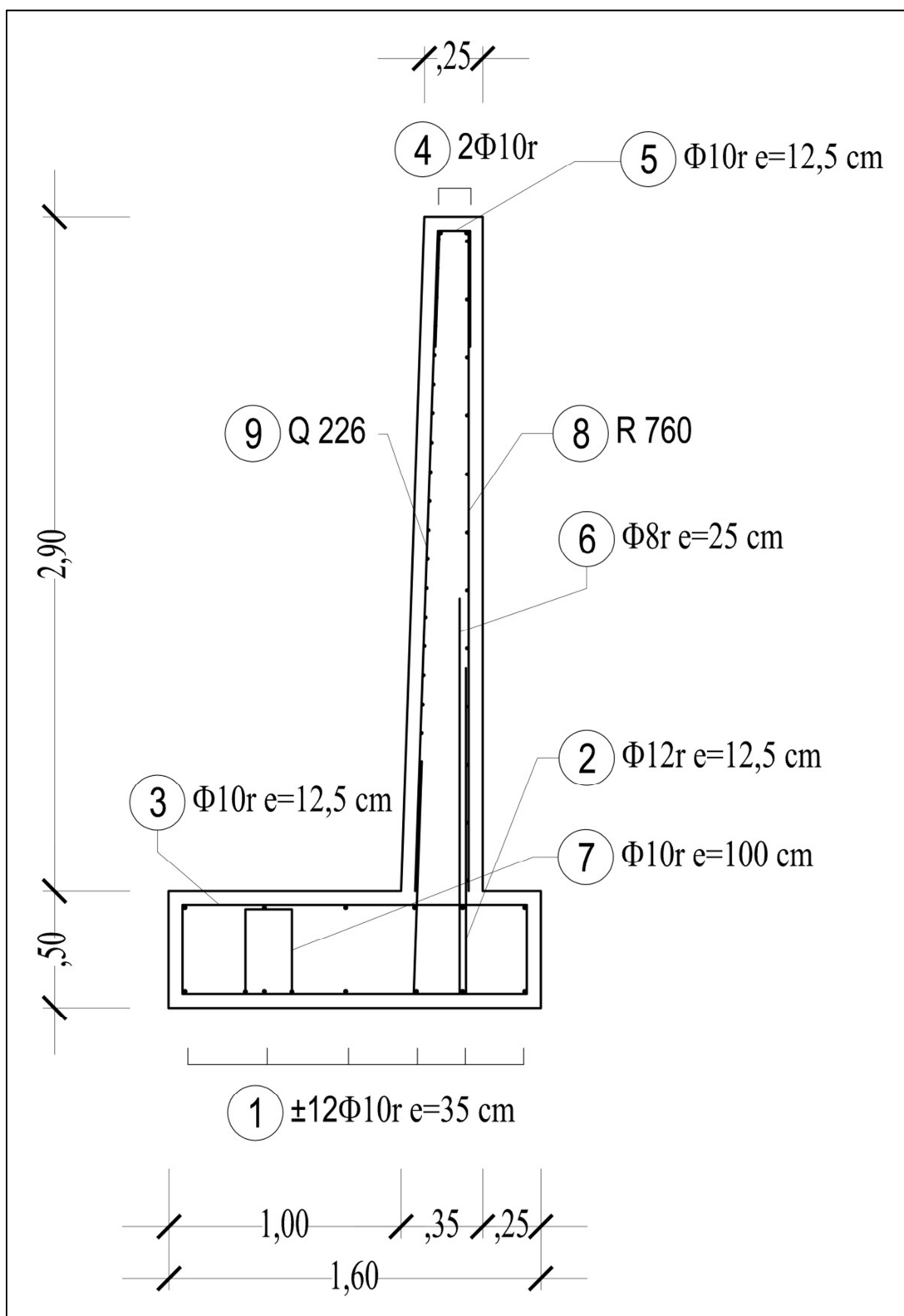
Slika 33: Prerez podporne konstrukcije z vrisano armaturo

IZVLEČEK ARMATURNIH PALIC				SKUPNA DOLŽINA (m)		
ØZNAKA	Ø	ŠT. PALIC	ØBLIKA [cm]	Ø8	Ø10	Ø12
1	12	140				579,6
2	12	140				392
3	12	140				694,4
4	10	36			216	
5	10	6			36	
6	10	42			252	
7	10	140				193,2
8	8	140		308		
9	10	35				56
16			SKUPAJ [m]	308	753,2	1666
			SKUPAJ TEŽA [kg]	125,9	488,8	1532,7
			TEŽA VSEH PALIC POD Ø12	2147,4 kg		
			TEŽA VSEH PALIC NAD Ø12	0 kg		
IZVLEČEK MREŽNE ARMATURE						
ØZNAKA	TIP MREŽE	KOS	CELIH MREŽ	SKICA	TEŽA KOS [kg]	TEŽA SKUP.[kg]
10	Q257	8	8		37,9	303,2
			SKUPAJ TEŽA [kg]	303,2		
VSA ARMATURA V PODPORNI KONSTRUKCIJI					<u>2450,6 kg</u>	

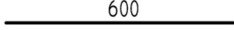

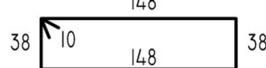



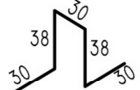
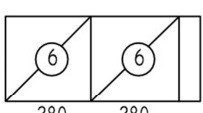
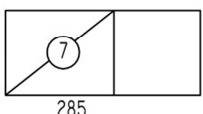
Slika 34: Popis armature za celotno podporno konstrukcijo

8 KONSTRUIRANJE ARMATURE V OPORNI KONSTRUKCIJI

Podobno kot v sedmem poglavju bomo prikazali končno izvedbo armature v konstrukciji, s popisom armaturnega jekla. Na prvi sliki je prikazan prerez konstrukcije z armaturo, na drugi pa celoten popis armature v konstrukciji. Konstrukcija je linijska, poteka v dolžini 29,00 m.



Slika 35: Prerez oporne konstrukcije z vrisano armaturo

IZVLEČEK ARMATURNIH PALIC				SKUPNA DOLŽINA (m)		
OZNAKA	∅	ŠT. PALIC	OBLIKA [cm]	∅8	∅10	∅12
1	10	60			360	
2	12	232				614,8
3	10	232			909,44	
4	10	10			60	
5	10	232			266,8	
6	8	116		220,4		
7	10	30			49,8	
SKUPAJ [m]				220,4	1646,1	614,8
SKUPAJ TEŽA [kg]				90,2	1068,3	565,6
TEŽA VSEH PALIC POD ∅12				1724,1 kg		
TEŽA VSEH PALIC NAD ∅12				0 kg		
IZVLEČEK MREŽNE ARMATURE						
OZNAKA	TIP MREŽE	KOS	CELIH MREŽ	SKICA	TEŽA KOS [kg]	TEŽA SKUP.[kg]
8	R760	14	7		96,5	675,5
9	Q226	14	9		39,5	355,5
SKUPAJ TEŽA [kg]						1031
VSA ARMATURA V OPORNI KONSTRUKCIJI					<u><u>2755,1 kg</u></u>	

Slika 36: Popis armature za celotno oporno konstrukcijo

9 ZAKLJUČEK

Za izdelavo diplomske naloge na temo projekta dveh podpornih konstrukcij sem se odločil predvsem zaradi svojega prispevka v domače okolje, kjer se bo diplomsko delo lahko uporabilo tudi za dokumentacijo gradbenega dovoljenja kot statičen izračun konstrukcij.

S samo nalogo sem se postavil v vlogo projektanta, ki je sodeloval pri vseh korakih nastajanja projekta, od terenskih in laboratorijskih preiskav terena, meritev na terenu, geostatične analize konstrukcije ter dimenzioniranje armature s popisom. Lahko rečem, da sem se pri izdelavi diplomske naloge naučil marsičesa, predvsem potrebne vztrajnosti pri projektiranju, kritične in smiselne presoje rezultatov, smiselne izbire podatkov in elementov ter še bi lahko naštevali. Predvsem pa je tukaj nabiranje izkušenj, ki si jih moramo kot mladi inženirji še veliko nabrati.

V zaključku diplomskega dela sem izračunal še okvirno oceno projekta, ki znaša okoli 25.000,00 €. Porabilo se bo 97 m³ betona in 5,2 tone armaturnega jekla.

10 VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije : 1077str.

SIST-TS CEN ISO/TS 17892-12: 2004, Geotehnično preiskovanje in preskušanje – Laboratorijsko preskušanje zemljin – 12. del: Ugotavljanje Atterbergovih meja plastičnosti (ISO/TS 17892-12:2004)

SIST-TS CEN ISO/TS 17892-2: 2004, Geotehnično preiskovanje in preskušanje – Laboratorijsko preskušanje zemljin – 2. del: Ugotavljanje gostote drobnozrnatih zemljin (ISO/TS 17892-2:2004)

SIST-TS CEN ISO/TS 17892-7: 2004, Geotehnično preiskovanje in preskušanje - Laboratorijsko preskušanje zemljin - 7. del: Enoosni tlačni preskus drobnozrnatih zemljin (ISO/TS 17892-7:2004)

SIST-TS CEN ISO/TS 17892-10: 2004, Geotehnično preiskovanje in preskušanje – Laboratorijsko preskušanje zemljin – 10. del: Neposredni strižni preskus (ISO/TS 17892-10:2004)

SIST EN 1997-1: 2005, Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila.

SIST EN 1997-1: 2005/A101: 2006, Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek

SIST EN 1992-1-1: 2005, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1 – 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1: 2005/A101, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1 – 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

Logar, J., 2011. Geotehnične gradnje: Oporne in podporne konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

http://ucilnica1112.fgg.uni-lj.si/file.php/131/Predavanja_Janko/PODPORNE_KONSTRUKCIJE_2011a.pdf

(Pridobljeno 11.7.2012)

Hoek, E., 2006. Practical Rock Engineering. North Vancouver, Evert Hoek Consulting Engineer Inc.
http://www.rockscience.com/hoek/corner/Practical_Rock_Engineering.pdf (Pridobljeno 11.7.2012)

Pleničar, M., Poljšak, A., Šikić, D. 1973. Osnovna geološka karta SFRJ 1 : 100.000. Tolmač lista Postojna: L 33-77. Beograd, Zvezni geološki zavod: 68 str.

Pleničar, M., Poljšak, A., Šikić, D. 1973. Osnovna geološka karta SFRJ 1 : 100.000. List Postojna : L 33-77 [Kartografsko gradivo]. Beograd, Zvezni geološki zavod.

PRILOGA A: IZPIS IN IZRAČUN PREISKAV TAL

PRILOGA A.1: UGOTAVLJANJE ATTERBEGOVIH MEJA PLASTIČNOSTI

Lokacija: HOTEDRŠICA

Objekt: PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)

RAZKOP: S 2/1

GLOBINA: 0,50 m

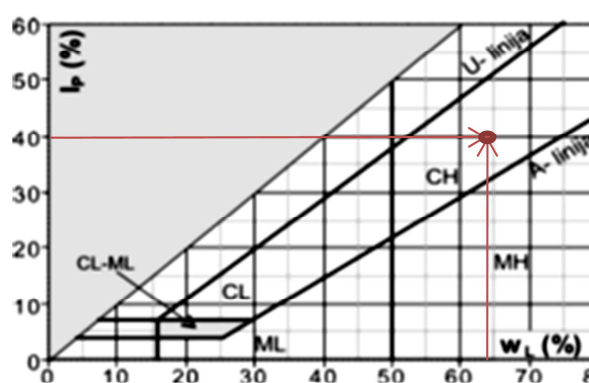
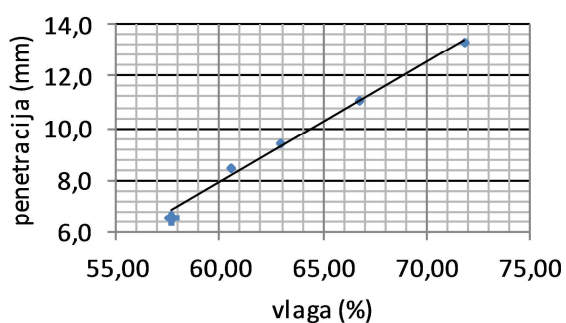
OPIS ZEMLJINE: rjava glina

Datum začetka: 21.3.2012

Datum konca: /

oznake posodic penetracija (mm)	meja židkosti (konus 60g/60°)					meja plastičnosti	
	12	41	22	6	37	4	24
	6,3	8,5	9,3	11,2	13,5		
	6,8	8,4	9,5	10,9	13,1		
povprečna penetracija (mm)	6,6	8,5	9,4	11,1	13,3		
masa posode m_p (g)	34,977	33,93	34,818	36,229	35,141	35,379	34,166
masa posode in mokrega vzorca m_{p+m} (g)	53,785	68,65	73,404	78,357	84,287	43,228	42,683
masa posode in suhega vzorca m_{p+s} (g)	46,91	55,55	58,496	61,488	63,733	41,674	41,021
masa mokrega vzorca (g)	18,808	34,72	38,586	42,128	49,146	7,849	8,517
masa suhega vzorca (g)	11,933	21,62	23,678	25,259	28,592	6,295	6,855
masa vode (g)	6,875	13,09	14,908	16,869	20,554	1,554	1,662
vлага w (%)	57,61	60,56	62,96	66,78	71,89	24,69	24,25
	meja židkosti $w_L = 64,5$ %					meja plastičnosti $w_p = 24,5$ %	
	naravna vlažnost						
vлага w (%)	34,4	33,5	35,7				

povprečna vлага $w = 34,5$ %
indeks plastičnosti $I_p = 40,0$ %
indeks konsistence $I_c = 0,75$



Zemljina: CH - rjava glina, težko gnetna

PRILOGA A.3: ENOOSNI TLAČNI PRESKUS DROBNOZRNATIH ZEMLJIN

Lokacija: HOTE DRŠICA
Objekt: PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)
RAZKOP: S 1/1
GLOBINA: 0,40 m
VRSTA VZORCA: intakten
OPIS ZEMLJINE: rjava glina, težko gnetna
PREIZKUŠANEC: A

Datum začetka: 19.3.2012
Datum konca: 20.3.2012

Pred preiskavo:

m preizkušanca (g)	152,3		
d preizkušanca (mm)	38,3	38,5	38,3
h preizkušanca (mm)	76,4	76,5	76,3

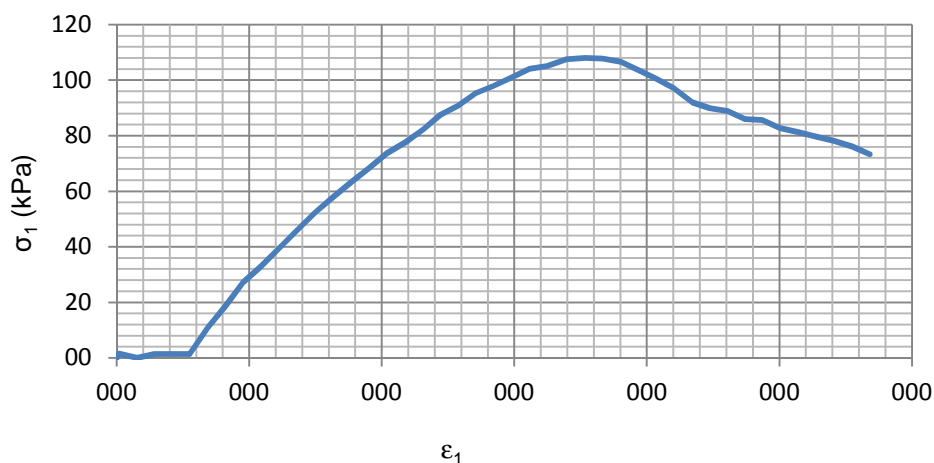
Po preiskavi:

m posode (g) 229,55
m posode+moker (g) 381,25
m posode+suh (g) 339,04

hitrost deformacije: 1,0 mm/min
d (mm) 38,4
h (mm) 76,4
A₀ (cm²) 11,55521

Prostorninska teža zemljine: $\gamma = 16,92 \text{ kN/m}^3$
Vlažnost zemljine: $W = 38,6 \%$
Suha prostorninska teža: $\gamma_d = 12,17 \text{ kN/m}^3$

Napetosti v odvisnosti od deformacij



Enoosna tlačna trdnost zemljine: $q_u = \sigma_{1,max} = \underline{\underline{108,06 \text{ kPa}}}$
Nedrenirana strižna trdnost zemljine: $c_u = q_u / 2 = \underline{\underline{54,03 \text{ kPa}}}$

Lokacija: HOTE DRŠICA
Objekt: PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)
RAZKOP: S 1/1
GLOBINA: 0,40 m
VRSTA VZORCA: intakten
OPIS ZEMLJINE: rjava glina, težko gnetna
PREIZKUŠANEC: B

Datum začetka: 19.3.2012

Datum konca: 20.3.2012

Pred preiskavo:

m preizkušanca (g)	146,27		
d preizkušanca (mm)	38	37,8	37,9
h preizkušanca (mm)	75,6	75,6	75,7

Po preiskavi:

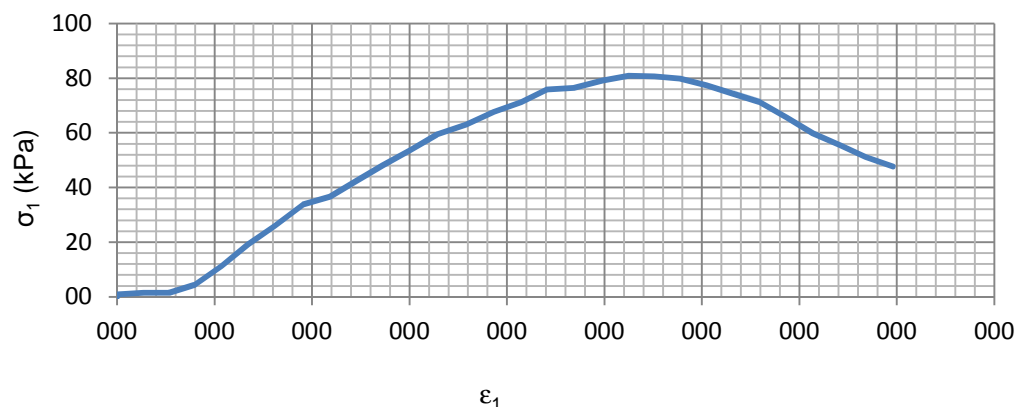
m posode (g) 229,55
m posode+moker (g) 381,25
m posode+suh (g) 339,04

hitrost
deformacije: 1,0 mm/min

d (mm) 37,9
h (mm) 75,6
A₀ (cm²) 11,27582

Prostorninska teža zemljine: $\gamma = 16,83 \text{ kN/m}^3$
Vlažnost zemljine: $W = 37,8 \%$
Suha prostorninska teža: $\gamma_d = 12,14 \text{ kN/m}^3$

Napetosti v odvisnosti od deformacij



Enoosna tlačna trdnost zemljine: $q_u = \sigma_{1,\max} = \underline{\underline{80,85 \text{ kPa}}}$
Nedrenirana strižna trdnost zemljine: $c_u = q_u / 2 = \underline{\underline{40,43 \text{ kPa}}}$

PRILOGA A.4: NEPOSREDNI STRIŽNI PREIZKUS

Lokacija: HOTE DRŠICA
Objekt: PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)
RAZKOP: S 1/3
GLOBINA: 1.3 m
OPIS ZEMLJINE: pesek

VRSTA VZORCA: odsejana zrna večja od 4 mm, ročno zbit v kalup
A= 36 cm²
hitrost striženja: 0,1 mm/min

vrednosti za vzorec

dimenzija vzorca: 60x60x20 (a x b x h) mm
 volumen: 72 cm³
 naravna vlaga: 6,9 %

prostorninska teža

γ_d : 17,03 kN/m³
 γ : 18,21 kN/m³

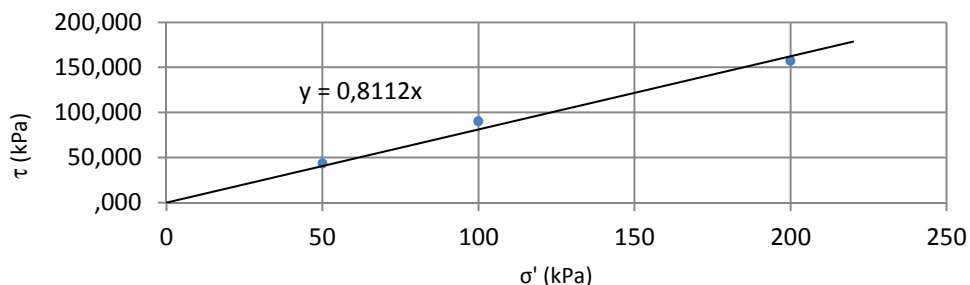
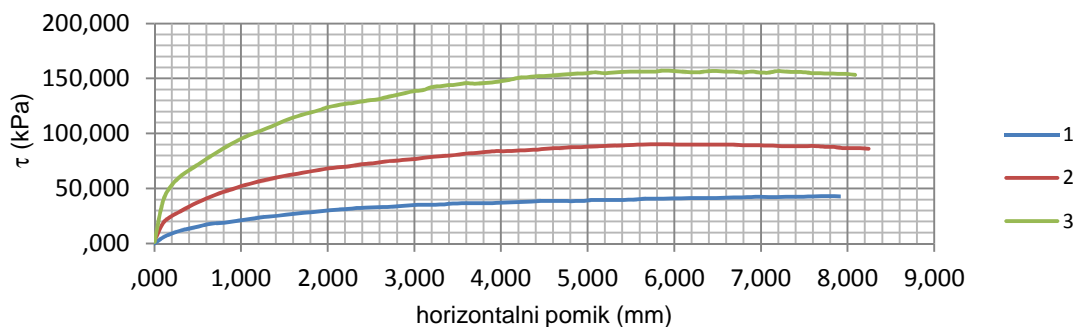
Pred preiskavo:

oznaka naprave	1	2	3
m vzorec (g)	128,5	137	136
m suh vzorec (g)	120,1	126,9	127,9
voda (g)	8,4	9,6	8,0
naravna vlaga (%)	7,0	7,6	6,2
vertikalna obr. (kPa)	50	100	200

preplavitev DA

Po preiskavi:

m posode (g)	52,1	48,8
m posode+moker (g)	192,32	195,48
m posode+suh (g)	172,21	175,74
m vzorec (g)	140,2	146,7
m suh vzorec (g)	120,1	126,9
voda (g)	20,1	19,7
W po preiskavi (%)	16,7	15,6



strižna
parametra:

$\varphi' = 39^\circ$ $c' = 0$ kPa

Lokacija: **HOTEDRSICA**
Objekt: **PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)**
RAZKOP: S 3/1
GLOBINA: 0.9 m
OPIS ZEMLJINE: rjava glina s peskom

VRSTA VZORCA: intakten

A= 36 cm²

hitrost striženja: 0,002 mm/min

vrednosti za vzorec

60x60x2

dimenzija vzorca: 0 (axbxh) mm

volumen: 72 cm³

naravna vlaga: 32,4 %

prostorninska teža

γ_d : 13,65 kN/m³

γ : 18,03 kN/m³

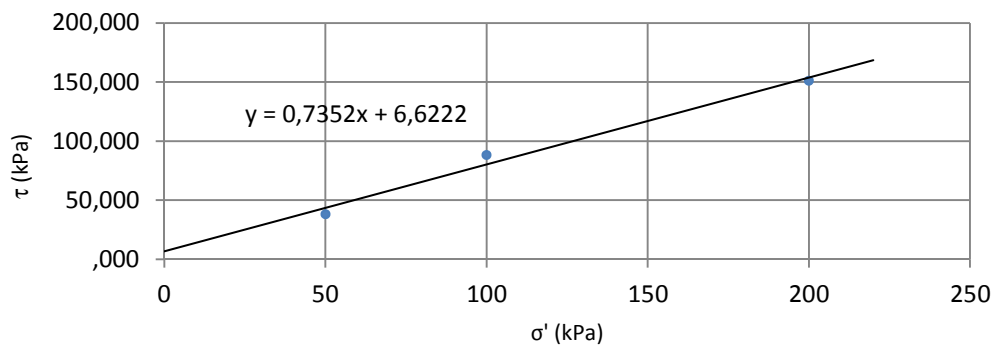
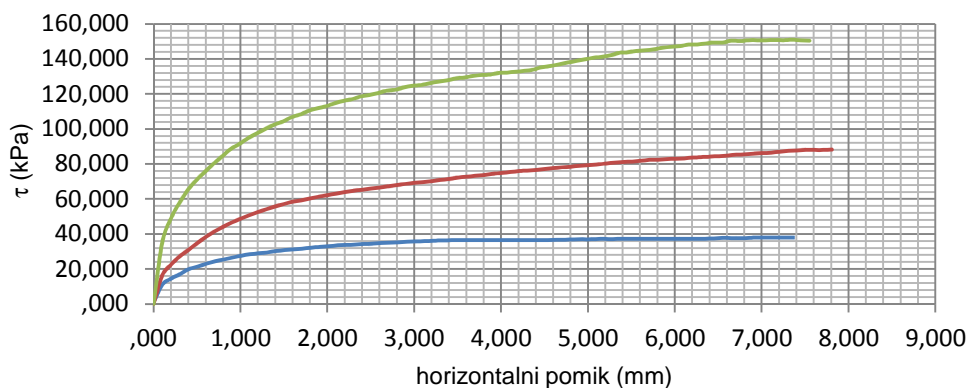
Pred preiskavo:

oznaka naprave	1	2	3
m vzorec (g)	126,61	136	135
m suh vzorec (g)	92,4	106,1	101,9
voda (g)	34,2	29,5	32,9
naravna vlaga (%)	37,0	27,8	32,3
vertikalna obr. (kPa)	50	100	200

preplavitev DA

Po preiskavi:

m posode (g)	44,4	41,28	63,67
m posode+moker (g)	169,4	174,12	191,44
m posode+suh (g)	136,79	147,41	165,61
m vzorec (g)	126,6	135,7	134,8
m suh vzorec (g)	92,4	106,1	101,9
voda (g)	34,2	29,5	32,9
W po preiskavi (%)	37,0	27,8	32,3



strižna parametra:

$\varphi' = 36,3^\circ$ $c' = 6,62$ kPa

Lokacija: **HOTEDRŠICA**
Objekt: **PROJEKT PODPORNEGA ZIDU (diplomska naloga)**
RAZKOP: S 2/1
GLOBINA: 0.50 m
OPIS ZEMLJINE: intakten

VRSTA VZORCA: rjava glina, težko gnetna
A= 36 cm²
hitrost striženja: 0,006 mm/min

vrednosti za vzorec

dimenzija vzorca: 60x60x20 (axbxh) mm
 volumen: 72 cm³
 naravna vlaga: 34,5 %

prostorninska teža

γ_d : 12,56 kN/m³
 γ : 16,89 kN/m³

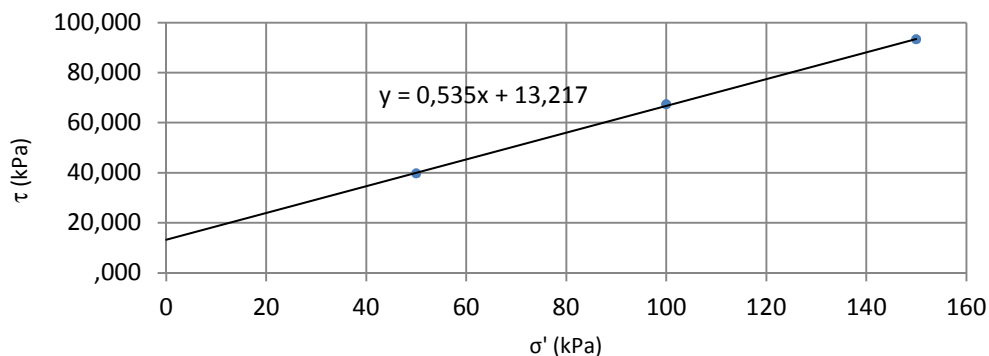
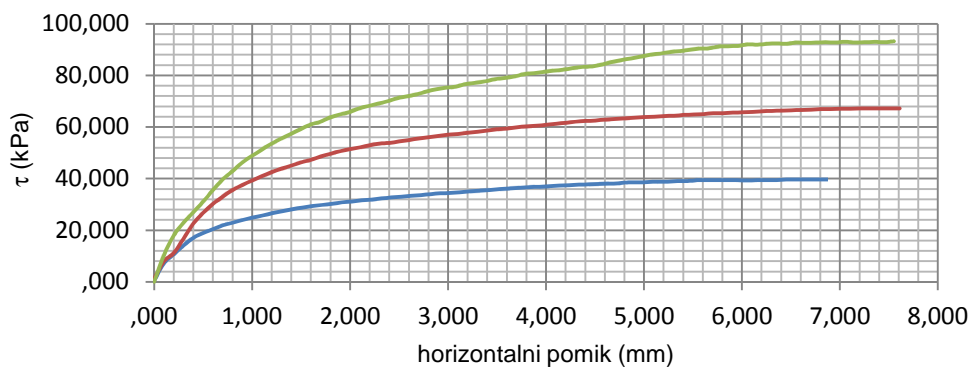
Pred preiskavo:

oznaka naprave	1	2	3
m vzorec (g)	123,8	123	125
m suh vzorec (g)	92,1	92,3	92,1
voda (g)	31,7	30,9	32,9
naravna vlaga (%)	34,4	33,5	35,7
vertikalna obr. (kPa)	50	100	200

preplavitev DA

Po preiskavi:

m posode (g)	44	41,18	67,13
m posode+moker (g)	170,25	165,41	191,45
m posode+suh (g)	136,46	133,44	159,24
m vzorec (g)	125,9	124,2	124,3
m suh vzorec (g)	92,1	92,3	92,1
voda (g)	33,8	32,0	32,2
W po preiskavi (%)	36,7	34,7	35,0



strižna parametra:

$\phi' = 28,1^\circ$ $c' = 13,22 \text{ kPa}$

PRILOGA A.5: ANALIZA KAMNITE DOLOMITNE PODLAGE

Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 75 MPa
GSI = 73 m_i = 9 Disturbance factor (D) = 0.7
intact modulus (E_i) = 31875 MPa
modulus ratio (MR) = 425

Hoek-Brown Criterion

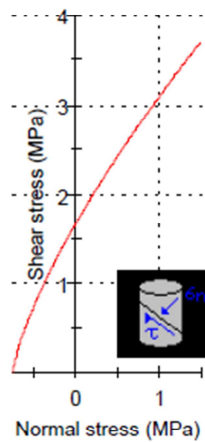
m_b = 2.042 s = 0.0200 a = 0.501

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.590 MPa friction angle = 57.22 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.734 MPa
uniaxial compressive strength = 10.557 MPa
global strength = 16.154 MPa
deformation modulus = 12169.04 MPa



PRILOGA B: GEOSTATIČNA ANALIZA PODPORNEGA ZIDU

1.0 Zasnova podpornega zidu, geometrijski in materialni podatki

Geometrijski podatki:

$b =$	0,30	m
$b_1 =$	0,30	m
$b_2 =$	0,20	m
$b_3 =$	1,40	m
$h_1 =$	0,50	m
$h_2 =$	0,50	m
$h_3 =$	3,70	m
$B =$	2,20	m
$H =$	4,70	m
$\Delta h_p =$	0,63	m
$H_{ef} =$	4,70	m
$\beta =$	0,00	°

Materialni podatki (karakteristične vrednosti):

Temeljna tla:

$c_t =$	0,00	kPa
$\varphi_t =$	39,00	°
$\gamma_t =$	19,00	kN/m ³
$K =$	30000	kN/m ³

Zasipni material:

$c_z =$	0,00	kPa
$\varphi_z =$	39,00	°
$\gamma_z =$	19,00	kN/m ³

AB zid:

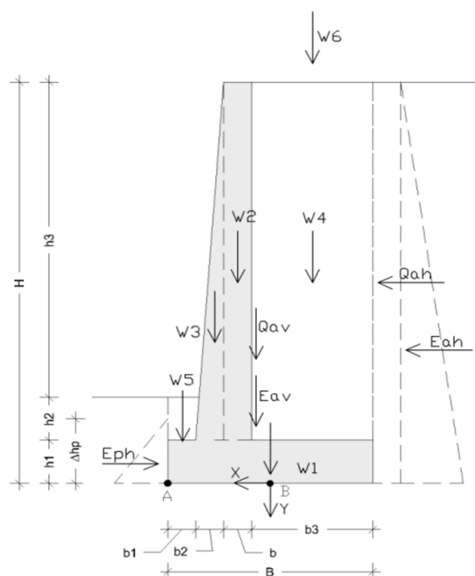
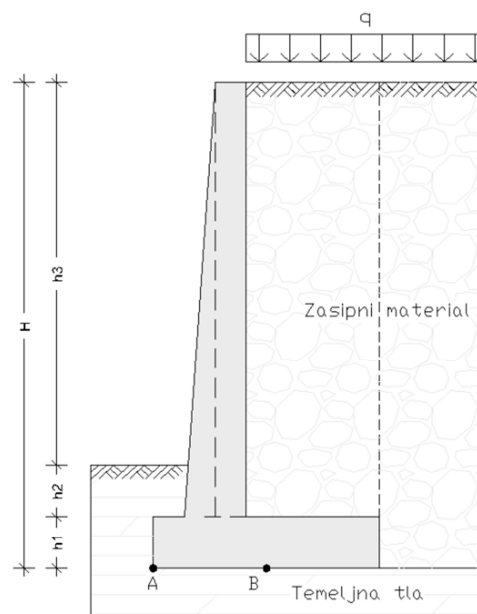
$\gamma_c =$	25,00	kN/m ³
--------------	-------	-------------------

Obtežba:

$q =$	15,00	kN/m ²
-------	-------	-------------------

Ročice sil na točko B:

W_1	$r_{w,1} =$	0,00	m
W_2	$r_{w,2} =$	0,45	m
W_3	$r_{w,3} =$	0,67	m
W_4	$r_{w,4} =$	-0,40	m
W_5	$r_{w,5} =$	0,95	m
W_6	$r_{w,6} =$	-0,40	m
Q_h	$r_h =$	2,35	m
Q_v	$r_v =$	0,30	m
$E_{a,h}$	$r_{a,h} =$	1,57	m
$E_{a,v}$	$r_{a,v} =$	0,30	m
$E_{p,h}$	$r_{p,h} =$	0,21	m



Površine:

$A_1 =$	1,10 m ²
$A_2 =$	1,26 m ²
$A_3 =$	0,42 m ²
$A_4 =$	5,88 m ²
$A_5 =$	0,15 m ²

2.0 Izračun karakterističnih vplivovKoeficienti zemeljskih pritiskov po Rankinovi enačbi :

$K_a =$	0,23	$K_p =$	4,40	$K_0 =$	0,37
$K_{a,h} =$	0,23	$K_{p,h} =$	4,40	$K_{0;\beta} =$	0,37
$K_{a,v} =$	0,00	$K_{p,v} =$	0,00		

Karakteristične sile:

Lastne teže:

$W_1 =$	27,50 kN/m
$W_2 =$	31,50 kN/m
$W_3 =$	10,50 kN/m
$W_4 =$	111,72 kN/m
$W_5 =$	2,85 kN/m
$W_6 =$	21,00 kN/m

Zaledni zemeljski pritiski zaradi:

- Koristne obtežbe

$Q_h =$	16,04 kN/m
$Q_v =$	0,00 kN/m

- Lastne teže zemljine

$E_{a,h} =$	47,74 kN/m
$E_{a,v} =$	0,00 kN/m

Čelni zemeljski pritiski zaradi:

- lastne teže zemljine

$E_{p,h} =$	-16,57 kN/m
-------------	-------------

Delež mobilizacije pasivnega pritiska: $\xi_{MSN} = 0,60$

3.0 Izračun projektних vplivov

Vplivi pomnoženi z delnimi varnostnimi faktorji:

	$\gamma_{G,neugodno}$	$\gamma_{G,ugodno}$	$\gamma_{Q,neugodno}$	$\gamma_{Q,ugodno}$	
$W_{1,d} =$	37,13	27,50			kN/m
$W_{2,d} =$	42,53	31,50			kN/m
$W_{3,d} =$	14,18	10,50			kN/m
$W_{4,d} =$	150,82	111,72			kN/m
$W_{5,d} =$	3,85	2,85			kN/m
$W_{6,d} =$			31,50	0,00	kN/m
$Q_{h,d} =$			24,06	0,00	kN/m
$Q_{v,d} =$			0,00	0,00	kN/m
$E_{a,h,d} =$	64,45	47,74			kN/m
$E_{a,v,d} =$	0,00	0,00			kN/m
$E_{p,h,d} =$	-9,59	-7,10			kN/m

PP2-II (ugoden vertikalni vpliv)

$$V_d = \underline{\underline{184,07 \text{ kN/m}}}$$

$$H_{B,d} = \underline{\underline{81,41 \text{ kN/m}}}$$

$$M_{B,d} = \underline{\underline{\frac{135,22 \text{ kNm}}{m}}}$$

PP2-I (neugoden vertikalni vpliv)

$$V_d = \underline{\underline{279,99 \text{ kN/m}}}$$

$$H_{B,d} = \underline{\underline{81,41 \text{ kN/m}}}$$

$$M_{B,d} = \underline{\underline{115,34 \text{ kNm/m}}}$$

Delni faktorji varnosti:

	Projektni pristop 2	
	PP2-I	PP2-II
$\gamma_{G,neugodno}$	1,35	1,00
$\gamma_{G,ugodno}$	1,00	1,00
$\gamma_{Q,neugodno}$	1,50	1,50
$\gamma_{Q,ugodno}$	0,00	0,00
γ_{ϕ}	1,00	1,00
γ_c	1,00	1,00
$\gamma_{R,v}$	1,40	1,40
$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10
$\gamma_{R,e}$	1,40	1,40
$\gamma_{G,dst(EQU)}$	1,10	1,10
$\gamma_{G,stb(EQU)}$	0,90	0,90
$\gamma_{Q,dst(EQU)}$	1,50	1,50
$\gamma_{Q,stb(EQU)}$	0,00	0,00

4.0 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Vhodni podatki:

Kohezija:	$c =$	0,00	kPa
Strižni kot:	$\varphi =$	39,00	°
Prostorninska teža:	$\gamma =$	19,00	kN/m ³
Nivo podtalnice:	$z_v =$	10,00	m
Širina temelja: (B>L)	$B =$	2,20	m
Dolžina temelja:	$L =$	20,00	m
Debelina temelja:	$D =$	0,50	m
Globina temelja:	$z_t =$	1,00	m
Naklon temeljne ploskve:	$\alpha =$	0,00	°
Teža temelja + nasip:	$G_k =$	0,00	kN/m
Varnostni faktor teže:		1,35	

Projektni pristop 2-I :

Projektne vrednosti vplivov:

Vertikalna obremenitev:	$V_d =$	279,99	kN/m
Moment v smeri L:	$M_{L,d} =$	0,00	kNm/m
Moment v smeri B:	$M_{B,d} =$	115,34	kNm/m
Horizontalna obtežba v smeri B:	$H_{B,d} =$	81,41	kN/m
Horizontalna obtežba v smeri L:	$H_{L,d} =$	0,00	kN/m

Izračun:

Projektna kohezija:	$c_d =$	0,00	kPa	
Projektni strižni kot:	$\varphi_d =$	39,00	°	
	$\gamma' =$	19,00	kN/m ³	
Ekscentričnost v smeri B:	$e_B =$	0,41	m	
Ekscentričnost v smeri L:	$e_L =$	0,00	m	
Teža tal ob temelju:	$q =$	19,00	kPa	$m_b =$ 1,94 H v smeri B
Efektivna širina temelja:	$B' =$	1,38	m	$m_L =$ 1,06 H v smeri L
Efektivna dolžina temelja:	$L' =$	20,00	m	$m =$ 1,94
Efektivna ploščina:	$A' =$	27,52	m ²	
Vertikalne obremenitve	$\Sigma V_d =$	279,99	kN/m	
Horizontalne obremenitve	$\Sigma H_d =$	81,41	kN/m	
Kot horizontalne sile v smeri L:	$\theta =$	90,00	°	

(pravokotno na temelj)

Koeficienti:

$N_q =$	55,96	$N_c =$	67,87	$N_g =$	89,01
$b_q =$	1,00	$b_c =$	1,00	$b_g =$	1,00
$s_q =$	1,04	$s_c =$	1,04	$s_g =$	0,98
$i_q =$	0,51	$i_c =$	0,51	$i_g =$	0,36

Obtežba na temelj:	$V_d =$	<u><u>279,99 kN/m</u></u>
Nosilnost tal:	$R_d = R/A' \times A' \times \gamma_{R,v}$	<u><u>969,34 kN/m</u></u>
	<u>$R_d > V_d$</u>	<u>ok</u>

Projektni pristop 2-II :

Projektne vrednosti vplivov:

Vertikalna obremenitev:	$V_d =$	184,07 kN/m
Moment v smeri L:	$M_{L,d} =$	0,00 kNm/m
Moment v smeri B:	$M_{B,d} =$	135,22 kNm/m
Horizontalna obtežba v smeri B:	$H_{B,d} =$	81,41 kN/m
Horizontalna obtežba v smeri L:	$H_{L,d} =$	0,00 kN/m

Izračun:

Projektna kohezija:	$c_d =$	0,00 kPa
Projektni strižni kot:	$\varphi_d =$	39,00 °
	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Ekscentričnost v smeri B:	$e_B =$	0,73 m
Ekscentričnost v smeri L:	$e_L =$	0,00 m
Teža tal ob temelju:	$q =$	19,00 kPa
Efektivna širina temelja:	$B' =$	0,73 m
Efektivna dolžina temelja:	$l' =$	20,00 m
Efektivna ploščina:	$A' =$	14,62 m ²
Vertikalne obremenitve	$\Sigma V_d =$	184,07 kN/m
Horizontalne obremenitve	$\Sigma H_d =$	81,41 kN/m
Kot horizontalne sile v smeri L:	$\theta =$	90,00 °

$m_b =$	1,96 H v smeri B
$m_L =$	1,04 H v smeri L
$m =$	1,96

(pravokotno na temelj)

Koeficienti:

$N_q =$	55,96	$N_c =$	67,87	$N_g =$	89,01
$b_q =$	1,00	$b_c =$	1,00	$b_g =$	1,00
$s_q =$	1,02	$s_c =$	1,02	$s_g =$	0,99
$i_q =$	0,32	$i_c =$	0,31	$i_g =$	0,18

Obtežba na temelj:	$V_d =$	<u><u>184,07 kN/m</u></u>
Nosilnost tal:	$R_d = R/A' \times A' \times \gamma_{R,v}$	<u><u>236,77 kN/m</u></u>
	<u>$R_d > V_d$</u>	<u>ok</u>

5.0 Kontrola prevrnitve zidu v točki A za PP2-I in PP2-II (EQU)

Moment prevrnitve:	$M_{prev,d} =$	138,82	kNm/m
Moment odpora:	$M_{odp,d} =$	200,95	kNm/m

$$\underline{\underline{M_{prev,d} < M_{odp,d} \quad ok}}$$

6.0 Kontrola zdrsa zidu za PP2-I in PP2-II

		PP2-I		PP2-II	
Horizontalne obremenitve:	$H_d =$	81,41	kN/m	81,41	kN/m
Odpor temelja na zdrs:	$R_d =$	206,12	kN/m	135,51	kN/m

$$\underline{\underline{H_d < R_d \quad ok \quad ok}}$$

7.0 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Koeficienti povprečnih zemeljskih pritiskov :

Zasipni material

1:

$K_{ah;k} (MSU) =$	0,30	$K_{ph;k} (MSU) =$	4,40
$K_{av;k} (MSU) =$	0,00		

Karakteristične sile (MSU):

Zaledni zemeljski pritiski zaradi:

- Koristne obtežbe	$Q_{h(MSU)} =$	21,09	kN/m
	$Q_{v(MSU)} =$	0,00	kN/m

- Lastne teže zemljine	$E_{a,h(MSU)}$		
	=	62,77	kN/m
	$E_{a,v(MSU)}$		
	=	0,00	kN/m

Čelni zemeljski pritiski zaradi:

- Lastne teže zemljine	$E_{p,h(MSU)}$		
	=	-16,57	kN/m

Karakteristični vplivi:

$V_k =$	184,07	kN/m	$M_k =$	126,33	kNm/m
---------	--------	------	---------	--------	-------

$$e_k = 0,69 \text{ m} > B/6 = 0,37 \text{ m} \quad ok$$

Delež mobilizacije pasivnega pritiska:	$\xi_{MSU} =$	0,30
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_1 =$	296,65 kPa
Približni maksimalni posedek:	$\rho_{max} =$	0,0099 m
Širina tlačene cone temelja:	$B^* =$	1,24 m
Zasuk zidu:	$\vartheta =$	0,46 °
Horizontalni premik zgornje točke zidu:	$u_h =$	3,75 cm

Izračun pomikov za trdno dolomitno podlago:

Modul reakcije dolomita:	$K =$	1,6E+06 kN/m ³
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_1 =$	296,65 kPa
Približni maksimalni posedek:	$\rho_{max} =$	0,0002 m
Širina tlačene cone temelja:	$B^* =$	1,24 m
Zasuk zidu:	$\vartheta =$	0,01 °
Horizontalni premik zgornje točke zidu:	$u_h =$	0,07 cm

8.0 Notranje statične količine v zidu in temelju

8.1 Notranje sile v zidu na mestu vpetja za PP2-I

Projektne vrednosti zemeljski pritiskov na zid:

	PP2-I	PP2-II	MSUx1,35	
- Koristne obtežbe	$Q_{h,d} =$	21,50	21,50	25,44 kN/m
	$Q_{v,d} =$	0,00	0,00	0,00 kN/m
- Lastne teže zemljine	$E_{a,h,d} =$	51,47	51,47	67,66 kN/m
	$E_{a,v,d} =$	0,00	0,00	0,00 kN/m
Notrenje sile:	$N_{0-0,d} =$	-56,70	-42,00	-56,70 kN/m
	$Q_{0-0,d} =$	-72,97	-72,97	93,10 kN/m
	$M_{0-0,d} =$	131,16	131,16	165,79 kNm/m

8.1 Notranje sile v temelju

		PP2-I	PP2-II	MSUx1,35	
Projektni moment:	$M_d =$	115,34	135,22	126,33	kNm/m
Projektna osna sila:	$V_d =$	279,99	184,07	184,07	kN/m
Ekscentričnost temelja:	$e =$	0,41	0,73	0,69	m
Pogoj za malo ekscentričnost:	$e_{mala} =$	0,37	0,37	0,37	m
Širina efektivne tlačene cone:	$B^* =$	2,06	1,10	1,24	m
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_{1=} =$	271,28	335,83	296,65	kPa
Teža temelja:	$V_{T,D} =$	17,50	17,50	17,50	kN/m
Teža temelja:	$V_{T,L} =$	3,75	3,75	3,75	kN/m
Teža zemljine desno:	$V_{Z,D} =$	111,72	111,72	111,72	kN/m
Teža zemljine levo:	$V_{Z,L} =$	2,85	2,85	2,85	kN/m
Projektne vrednosti notranjih količin v prerezu 1-1:	$Q_{1-1,d} =$	68,87	78,05	69,33	kN/m
	$M_{1-1,d} =$	10,63	12,40	15,23	kNm/m
Projektne vrednosti notranjih količin v prerezu 2-2:	$Q_{2-2,d} =$	24,20	161,01	151,20	kN/m
	$M_{2-2,d} =$	-46,20	-89,13	-126,73	kNm/m

PRILOGA C: GEOSTATIČNA ANALIZA OPORNEGA ZIDU

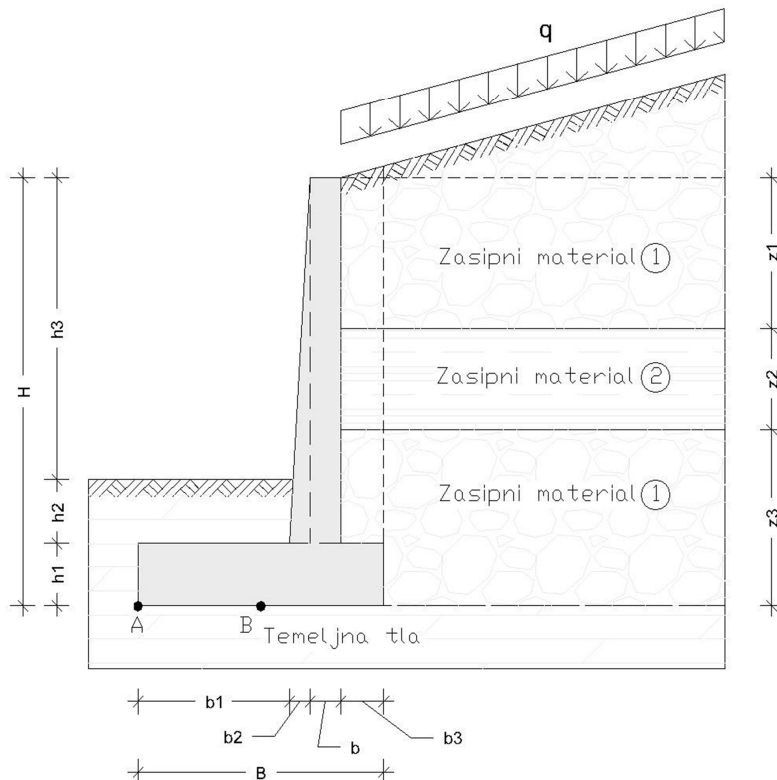
1.0 Zasnova podpornega zidu, geometrijski in materialni podatki

Geometrijski podatki:

$b =$	0,25	m
$b_1 =$	1,00	m
$b_2 =$	0,10	m
$b_3 =$	0,25	m
$h_1 =$	0,50	m
$h_2 =$	0,50	m
$h_3 =$	2,40	m
$B =$	1,60	m
$H =$	3,40	m
$\Delta h_p =$	0,76	m
$H_{ef} =$	3,52	m
$\beta =$	25,00	°

Debeline zalednih slojev:

$z_1 =$	1,20	m
$z_2 =$	0,80	m
$z_3 =$	1,40	m
$z =$	3,40	m



Matrialni podatki (karakteristične vrednosti):

Temeljna tla:	$c_t =$	0,00	kPa
	$\varphi_t =$	39,00	°
	$\gamma_t =$	19,00	kN/m ³
	$K =$	30000	kN/m ³

Zasipni material 1:	$c_z =$	0,00	kPa
	$\varphi_z =$	39,00	°
	$\gamma_z =$	19,00	kN/m ³

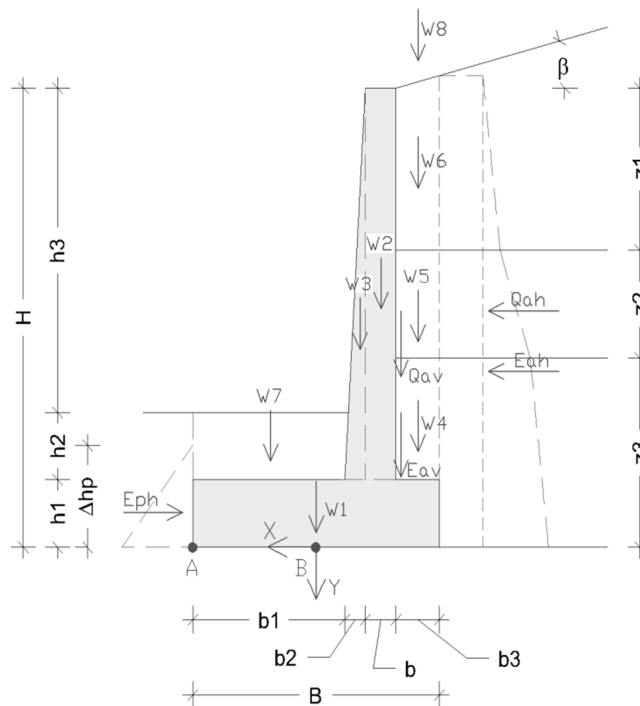
Zasipni material 2:	$c_z =$	6,60	kPa
	$\varphi_z =$	36,30	°
	$\gamma_z =$	19,50	kN/m ³

AB zid:	$\gamma_c =$	25,00	kN/m ³
---------	--------------	-------	-------------------

Obtežba:	$q =$	10,00	kN/m ²
----------	-------	-------	-------------------

Ročice sil na točko B:

W_1	$r_{w,1} =$	0,00 m
W_2	$r_{w,2} =$	-0,43 m
W_3	$r_{w,3} =$	-0,27 m
W_4	$r_{w,4} =$	-0,68 m
W_5	$r_{w,5} =$	-0,68 m
W_6	$r_{w,6} =$	-0,68 m
W_7	$r_{w,7} =$	0,65 m
W_8	$r_{w,8} =$	-0,68 m
Q_h	$r_h =$	1,76 m
Q_v	$r_v =$	-0,55 m
$E_{a,h}$	$r_{a,h} =$	1,12 m
$E_{a,v}$	$r_{a,v} =$	-0,55 m
$E_{p,h}$	$r_{p,h} =$	0,25 m

Površine:

$A_1 =$	0,80 m ²
$A_2 =$	0,73 m ²
$A_3 =$	0,15 m ²
$A_4 =$	0,23 m ²
$A_5 =$	0,20 m ²
$A_6 =$	0,31 m ²
$A_7 =$	0,50 m ²

2.0 Izračun karakterističnih vplivovKoeficienti zemeljskih pritiskov po Rankinovi enačbi :

Zasipni material

1:

$K_a =$	0,32	$K_p =$	4,40	$K_0 =$	0,37
$K_{a,h} =$	0,29	$K_{p,h} =$	4,40	$K_{0,\beta} =$	0,53
$K_{a,v} =$	0,14	$K_{p,v} =$	0,00		

Zasipni material

2:

$K_a =$	0,37	$K_p =$	3,90	$K_0 =$	0,41
$K_{a,h} =$	0,34	$K_{p,h} =$	3,90	$K_{0,\beta} =$	0,58
$K_{a,v} =$	0,16	$K_{p,v} =$	0,00		

Karakteristične sile:

Lastne teže:

$W_1 =$	20,00 kN/m
$W_2 =$	18,13 kN/m
$W_3 =$	3,63 kN/m
$W_4 =$	4,28 kN/m
$W_5 =$	3,90 kN/m
$W_6 =$	5,98 kN/m
$W_7 =$	9,50 kN/m
$W_8 =$	2,76 kN/m

Zaledni zemeljski pritiski zaradi:

- Koristne obtežbe

$Q_h =$	10,59 kN/m
$Q_v =$	4,94 kN/m

$Q_{h,1} =$	3,83 kN/m
$Q_{v,1} =$	1,78 kN/m
$Q_{h,2} =$	2,70 kN/m
$Q_{v,2} =$	1,26 kN/m
$Q_{h,3} =$	4,07 kN/m
$Q_{v,3} =$	1,90 kN/m

- Lastne teže zemljine

$E_{a,h} =$	26,40 kN/m
$E_{a,v} =$	12,31 kN/m

$E_{a,h1} =$	4,34 kN/m
$E_{a,v1} =$	2,02 kN/m
$E_{a,h2} =$	2,19 kN/m
$E_{a,v2} =$	1,02 kN/m
$E_{a,h3} =$	19,87 kN/m
$E_{a,v3} =$	9,27 kN/m

Čelni zemeljski pritiski zaradi:

- lastne teže zemljine

$E_{p,h} =$	-24,12 kN/m
-------------	-------------

Delež mobilizacije pasivnega pritiska: $\xi_{MSN} = 0,60$

3.0 Izračun projektnih vplivov

Vplivi pomnoženi z delnimi varnostnimi faktorji:

	$\gamma_{G,neugodno}$	$\gamma_{G,ugodno}$	$\gamma_{Q,neugodno}$	$\gamma_{Q,ugodno}$	
$W_{1,d} =$	27,00	20,00			kN/m
$W_{2,d} =$	24,47	18,13			kN/m
$W_{3,d} =$	4,89	3,63			kN/m
$W_{4,d} =$	5,77	4,28			kN/m
$W_{5,d} =$	5,27	3,90			kN/m
$W_{6,d} =$	8,07	5,98			kN/m
$W_{7,d} =$	12,83	9,50			kN/m
$W_{8,d} =$			4,14	0,00	kN/m
$Q_{h,d} =$			15,89	0,00	kN/m
$Q_{v,d} =$			7,41	0,00	kN/m
$E_{a,h;d} =$	35,64	26,40			kN/m
$E_{a,v;d} =$	16,62	12,31			kN/m
$E_{p,h;d} =$	-13,95	-10,34			kN/m

PP2-II (ugoden vertikalni vpliv)

$$V_d = \underline{\underline{89,43 \text{ kN/m}}}$$

$$H_{B,d} = \underline{\underline{41,19 \text{ kN/m}}}$$

$$M_{B,d} = \underline{\underline{40,14 \text{ m}}} \quad \text{kNm/}$$

PP2-I (neugoden vertikalni vpliv)

$$V_d = \underline{\underline{116,46 \text{ kN/m}}}$$

$$H_{B,d} = \underline{\underline{41,19 \text{ kN/m}}}$$

$$M_{B,d} = \underline{\underline{33,13 \text{ kNm/m}}}$$

Delni faktorji varnosti:

	Projektni pristop	
	PP2-I	PP2-II
$\gamma_{G,neugodno}$	1,35	1,00
$\gamma_{G,ugodno}$	1,00	1,00
$\gamma_{Q,neugodno}$	1,50	1,50
$\gamma_{Q,ugodno}$	0,00	0,00
γ_{ϕ}	1,00	1,00
γ_c	1,00	1,00
$\gamma_{R,v}$	1,40	1,40
$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10
$\gamma_{R,e}$	1,40	1,40
$\gamma_{G,dst(EQU)}$	1,10	1,10
$\gamma_{G,stb(EQU)}$	0,90	0,90
$\gamma_{Q,dst(EQU)}$	1,50	1,50
$\gamma_{Q,stb(EQU)}$	0,00	0,00

4.0 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Vhodni podatki:

Kohezija:	$c =$	0,00 kPa
Strižni kot:	$\varphi =$	39,00 °
Prostorninska teža:	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Nivo podtalnice:	$z_v =$	10,00 m
Širina temelja: (B>L)	$B =$	1,60 m
Dolžina temelja:	$L =$	20,00 m
Debelina temelja:	$D =$	0,50 m
Globina temelja:	$z_t =$	1,00 m
Naklon temeljne ploskve:	$\alpha =$	0,00 °
Teža temelja + nasip:	$G_k =$	0,00 kN/m
Varnostni faktor teže:		1,35

Projektni pristop 2-I :

Projektne vrednosti vplivov:

Vertikalna obremenitev:	$V_d =$	116,46 kN/m
Moment v smeri L:	$M_{L,d} =$	0,00 kNm/m
Moment v smeri B:	$M_{B,d} =$	33,13 kNm/m
Horizontalna obtežba v smeri B:	$H_{B,d} =$	41,19 kN/m
Horizontalna obtežba v smeri L:	$H_{L,d} =$	0,00 kN/m

Izračun:

Projektna kohezija:	$c_d =$	0,00 kPa
Projektni strižni kot:	$\varphi_d =$	39,00 °
	$\gamma' =$	19,00 kN/m ³
Ekscentričnost v smeri B:	$e_B =$	0,28 m
Ekscentričnost v smeri L:	$e_L =$	0,00 m
Teža tal ob temelju:	$q =$	19,00 kPa
Efektivna širina temelja:	$B' =$	1,03 m
Efektivna dolžina temelja:	$L' =$	20,00 m
Efektivna ploščina:	$A' =$	20,62 m ²
Vertikalne obremenitve	$\Sigma V_d =$	116,46 kN/m
Horizontalne obremenitve	$\Sigma H_d =$	41,19 kN/m
Kot horizontalne sile v smeri L:	$\theta =$	90,00 °

$m_b =$	1,95	H v smeri B
$m_L =$	1,05	H v smeri L
$m =$	1,95	

(pravokotno na temelj)

Koeficienti:

$N_q =$	55,96	$N_c =$	67,87	$N_g =$	89,01
$b_q =$	1,00	$b_c =$	1,00	$b_g =$	1,00
$s_q =$	1,03	$s_c =$	1,03	$s_g =$	0,98
$i_q =$	0,43	$i_c =$	0,42	$i_g =$	0,28

Obtežba na temelj:	$V_d =$	<u>116,46 kN/m</u>
Nosilnost tal:	$R_d = R/A' \times A' \times \gamma_{R,V}$	<u>519,29 kN/m</u>
	<u>$R_d > V_d$</u>	<u>ok</u>

Projektni pristop 2-II :

Projektne vrednosti
vplivov:

Vertikalna obremenitev:	$V_d =$	89,43 kN/m
Moment v smeri L:	$M_{L,d} =$	0,00 kNm/m
Moment v smeri B:	$M_{B,d} =$	40,14 kNm/m
Horizontalna obtežba v smeri B:	$H_{B,d} =$	41,19 kN/m
Horizontalna obtežba v smeri L:	$H_{L,d} =$	0,00 kN/m

Izračun:

Projektna kohezija:	$c_d =$	0,00 kPa	
Projektni strižni kot:	$\varphi_d =$	39,00 °	
	$\gamma =$	19,00 kN/m ³	
Ekscentričnost v smeri B:	$e_B =$	0,45 m	
Ekscentričnost v smeri L:	$e_L =$	0,00 m	
Teža tal ob temelju:	$q =$	19,00 kPa	$m_b = 1,97$ H v smeri B
Efektivna širina temelja:	$B' =$	0,70 m	$m_L = 1,03$ H v smeri L
Efektivna dolžina temelja:	$L' =$	20,00 m	$m = 1,97$
Efektivna ploščina:	$A' =$	14,04 m ²	
Vertikalne obremenitve	$\Sigma V_d =$	89,43 kN/m	
Horizontalne obremenitve	$\Sigma H_d =$	41,19 kN/m	
Kot horizontalne sile v smeri L:	$\theta =$	90,00 °	

(pravokotno na temelj)

Koeficienti:

$N_q =$	55,96	$N_c =$	67,87	$N_g =$	89,01
$b_q =$	1,00	$b_c =$	1,00	$b_g =$	1,00
$s_q =$	1,02	$s_c =$	1,02	$s_g =$	0,99
$i_q =$	0,30	$i_c =$	0,28	$i_g =$	0,16

Obtežba na temelj:	$V_d =$	<u>89,43 kN/m</u>
Nosilnost tal:	$R_d = R/A' \times A' \times \gamma_{R,V}$	<u>209,19 kN/m</u>
	<u>$R_d > V_d$</u>	<u>ok</u>

5.0 Kontrola prevrnitve zidu v točki A za PP2-I in PP2-II (EQU)

Moment prevrnitve:	$M_{prev,d} =$	32,32	kNm/m
Moment odpora:	$M_{odp,d} =$	57,93	kNm/m

$$\underline{\underline{M_{prev,d} < M_{odp,d} \quad ok}}$$

6.0 Kontrola zdrsa zidu za PP2-I in PP2-II

		PP2-I		PP2-II	
Horizontalne obremenitve:	$H_d =$	41,19	kN/m	41,19	kN/m
Odpor temelja na zdrs:	$R_d =$	85,73	kN/m	65,83	kN/m

$$\underline{\underline{H_d < R_d}} \quad \underline{\underline{ok}} \quad \underline{\underline{ok}}$$

7.0 Kotrola mejnega stanja uporabnosti

Koeficienti povprečnih zemeljskih pritiskov :

Zasipni material
1:

$K_{ah;k} (MSU) =$	0,41	$K_{ph;k} (MSU) =$	4,40
$K_{av;k} (MSU) =$	0,19		

Zasipni material
2:

$K_{ah;k} (MSU) =$	0,46	$K_{ph;k} (MSU) =$	3,90
$K_{av;k} (MSU) =$	0,21		

Karakteristične sile (MSU):

Zaledni zemeljski pritiski zaradi:

- Koristne obtežbe	$Q_{h(MSU)} =$	14,78	kN/m
	$Q_{v(MSU)} =$	6,89	kN/m

- Lastne teže zemljine	$E_{a,h(MSU)} =$	37,05	kN/m
	$E_{a,v(MSU)} =$	17,28	kN/m

Čelni zemeljski pritiski
zaradi:

- Lastne teže zemljine	$E_{p,h(MSU)} =$	-24,12	kN/m
------------------------	------------------	--------	------

Karakteristični vplivi:

$V_k =$	89,57	kN/m	$M_k =$	41,02	kNm/m
---------	-------	------	---------	-------	-------

$$e_k = 0,46 \text{ m} > B/6 = 0,27 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Delež mobilizacije pasivnega pritiska:	$\xi_{MSU} =$	0,30
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_1 =$	175 kPa
Približni maksimalni posedek:	$\rho_{max} =$	0,0058 m
Širina tlačene cone temelja:	$B^* =$	1,03 m
Zasuk zidu:	$\vartheta =$	0,32 °
Horizontalni premik zgornje točke zidu:	$u_h =$	1,93 cm

Izračun pomikov za trdno dolomitno podlago:

Modul reakcije dolomita:	$K =$	1,6E+06 kN/m ³
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_1 =$	174,57 kPa
Približni maksimalni posedek:	$\rho_{max} =$	0,0001 m
Širina tlačene cone temelja:	$B^* =$	1,03 m
Zasuk zidu:	$\vartheta =$	0,01 °
Horizontalni premik zgornje točke zidu:	$u_h =$	0,04 cm

8.0 Notranje statične količine v zidu in temelju

8.1 Notranje sile v zidu na mestu vpetja za PP2-I

Projektne vrednosti zemeljski pritiskov na zid:

	PP2-I	PP2-II	MSUx1,35	
- Koristne obtežbe	$Q_{h,d} =$	15,09	15,09	14,04 kN/m
	$Q_{v,d} =$	7,04	7,04	6,55 kN/m
- Lastne teže zemljine	$E_{a,h,d} =$	33,86	33,86	35,20 kN/m
	$E_{a,v,d} =$	15,79	15,79	16,41 kN/m
Notrenje sile:	$N_{0-0,d} =$	-52,19	-44,58	-60,36 kN/m
	$Q_{0-0,d} =$	-48,95	-48,95	-66,48 kN/m
	$M_{0-0,d} =$	64,62	64,62	86,78 kNm/m

8.1 Notranje sile v temelju

		PP2-I	PP2-II	MSUx1,35	
Projektni moment:	$M_d =$	33,13	40,14	41,02	kNm/m
Projektna osna sila:	$V_d =$	116,46	89,43	89,57	kN/m
Ekscentričnost temelja:	$e =$	0,28	0,45	0,46	m
Pogoj za malo ekscentričnost:	$e_{mala} =$	0,27	0,27	0,27	m
Širina efektivne tlačene cone:	$B^* =$	1,55	1,05	1,03	m
Maksimalne robne napetosti:	$\sigma_1 =$	150,61	169,80	174,57	kPa
Teža temelja desno:	$V_{T,D} =$	3,13	3,13	3,13	kN/m
Teža temelja levo:	$V_{T,L} =$	12,50	12,50	12,50	kN/m
Teža zemljine desno:	$V_{Z,D} =$	14,15	14,15	14,15	kN/m
Teža zemljine levo:	$V_{Z,L} =$	9,50	9,50	9,50	kN/m
Projektne vrednosti notranjih količin v prerezu 1-1:	$Q_{1-1,d} =$	79,92	59,50	59,81	kN/m
	$M_{1-1,d} =$	48,07	43,18	64,71	kNm/m
Projektne vrednosti notranjih količin v prerezu 2-2:	$Q_{2-2,d} =$	15,40	23,32	23,32	kN/m
	$M_{2-2,d} =$	-11,97	-12,09	-16,33	kNm/m

PRILOGA D: KONTROLA NOSILNOSTI DOLOMITNE PODLAGE IN IZRAČUN MODULA REAKCIJE TAL**1.0 Kontrola nosilnosti Dolomita****Podporni zid:**

Obremenitve:

$$M_d = 115,34 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 279,99 \text{ kN/m}$$

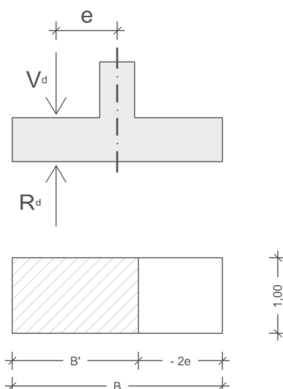
Podatki:

$$q_u = 10000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$B = 2,40 \text{ m}$$

$$e = 0,41 \text{ m}$$

$$B' = 1,58 \text{ m}$$



$$V_d = 279,99 \text{ kN/m} \leq R_d = 33773,86 \text{ kN/m} \quad \text{ok}$$

Oporni zid:

Obremenitve:

$$M_d = 33,13 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 116,46 \text{ kN/m}$$

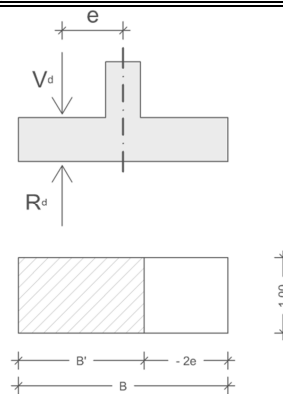
Podatki:

$$q_u = 10000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$B = 2,00 \text{ m}$$

$$e = 0,28 \text{ m}$$

$$B' = 1,43 \text{ m}$$



$$V_d = 116,46 \text{ kN/m} \leq R_d = 30665,34 \text{ kN/m} \quad \text{ok}$$

2.0 Račun modula reakcije tal za trdno dolomitno podlago

Račun dodatnih napetosti v tleh zaradi linijske obtežbe

Podatki:

Obtežba: $q = 271,29 \text{ kPa}$

Širina trakaste obtežbe: $B^* = 1,38 \text{ m}$

Deformacijski modul: $G = 12000000,00 \text{ kPa}$

Ploščina dodatnih napetosti: $A_\infty = 1947,17 \text{ kN/m}^2$

Posedek v točki A: $\rho_A = 0,16 \text{ mm}$

Modul reakcije tal: $K = 1671906,72 \text{ kN/m}^3$

