


Vypracoval:	Zodpovědný projektant:	Hlavní inženýr projektu:	 <small>PROJEKČNÍ A INŽENÝRSKÁ SPOLEČNOST</small>	
ING. Jan JIŘÍČEK	ING. Jan JIŘÍČEK	ING. Jaroslav DVOŘÁK		
Místo stavby: Předhradí, k.ú. Předhradí u Skutče, p.č. 89			Sinc s.r.o. IČ: 288 14 878	
Investor: Pardubický kraj, Komenského náměstí 125, 532 11 Pardubice			+420 775 124 685 www.sinc.cz	
Akce: Transformace DNH Rychmburk II, 2x samostatná domácnost na Předhradí Objekt: SO 02 BUDOVA B Výkres: D.1.2.2 STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STATICKÝ VÝPOČET			Formát:	Paré:
			Datum: 03/2018	
			Stupeň: DPS	
			Zak. č.: 171005	
			Č.v.	D.1.2.2.3

OBSAH STATICKÉHO VÝPOČTU: str. -2- až -36-		
označení	název	strana
1.	ZATÍŽENÍ	2
2.	PŘEPOČET ZATÍŽENÍ	7
3.	VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	11
4.	NOSNÉ ZDĚNÉ KONSTRUKCE	28
5.	ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE	36

ÚVOD:
Projektová dokumentace pro provádění stavby se zabývá novostavbou objektu Transformace DNH Rychmburk II - 2x samostatná domácnost na Předhradí.

POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA:

ČSN EN 1990	Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1995-1-1	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN EN 1996	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
ČSN 73 1001	Základová půda pod plošnými základy

Statické tabulky Šafka , Hořejší

POUŽITÉ MATERIÁLY

základové konstrukce	C 16/20, C 20/25, ocel B 500B (R 10 505)
železobetonové konstrukce	C 25/30, C 30/37, ocel B 500B (R 10 505)
ocelové konstrukce	ocel.řady 37 - ocel 11 373 , elektrody E 44.72
zdivo	vápenopiskové tvárnice
dřevo	pevnostní třída C24 dle EC

POPIS OBJEKTU
Novostavba je navržena jako jednopodlažní nepodsklepený objekt, s plošným založením na základových pasech a patkách. Základní půdorysný tvar je do písmene "L". Zastřešení je navrženo jednoplášťovou plochou střechou. Nosná konstrukce je tvořena systémem obvodových a vnitřních nosných stěn, v kombinaci s ocelovými sloupy vnějšími a vnitřními. Stropní konstrukce je navržena jako železobetonová monolitická deska

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO	677/17		
AKCE:	Transformace DNH Rychmburk II 2x samostatná domácnost na Předhradí		
DRUH VÝPOČTU:	STATICKÝ VÝPOČET - (PRO DOKUMENTACI PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY)		
	1. ZATÍŽENÍ		
	1.1. ZATÍŽENÍ OBECNĚ		
	1.1.1. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ		
	1.1.1.1. ZATÍŽENÍ SNĚHEM		
	1.1.1.1.1. ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA PLOCHÝCH STŘECHÁCH		
	Předhradí	→	III.-IV. Sněhová oblast
	s0=	1,70 kN/m2	
		α=	2°
		Ce=	1,000
		Ct=	1,000
		μ1=	0,800
		μ2=	1,600
	sk1= μ1 * Ce * Ct * sk =	1,36 kN/m2	Yf= 1,5
	sd1= sn * gd=	2,04 kN/m2	
	sn2= μ1 * Ce * Ct * sk =	2,72 kN/m2	Yf= 1,5
	sd2= sn * gd=	4,08 kN/m2	
	1.1.1.2. ZATÍŽENÍ VĚTREM		
	Předhradí	→	III.-IV. Větrová oblast
	viz.dále samostatně		
	1.1.1.3. ZATÍŽENÍ UŽITNÁ (provozní)		
	ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí		
	místnosti	vn=	2,00 kN/m2 Yf= 1,50
	příčky	vn=	1,00 kN/m2 Yf= 1,50
	celkem obytl.místnosti	vn=	3,00 kN/m2 Yf= 1,50
	plochá střecha nepochoz	vn=	0,75 kN/m2 Yf= 1,50

1.2. STALA ZATÍŽENÍ					
1.2.1. STŘEŠNÍ KONSTRUKCE					
1.2.1.1. Střešní konstrukce - plochá střecha nad obytnými částmi					
b	h	γ			
m	m	kN/m ³	Skladba	kN/m ²	γ _f kN/m ²
1,000	0,120	19,00	Vegetační vrstva substrát tl.0,12m	2,280	1,35 3,078
1,000	1,000	0,00	Separáční textilie 200g/m ²	0,000	1,35 0,000
1,000	1,000	0,00	Nopová folie	0,001	1,35 0,001
1,000	1,000	0,00	Separáční textilie 300g/m ²	0,000	1,35 0,000
1,000	1,000	0,00	Folie PVC - mechanicky kotvená pouze u okrajů	0,001	1,35 0,001
1,000	1,000	0,00	Separáční textilie 300g/m ²	0,000	1,35 0,000
1,000	0,340	0,25	Teplná izolace střešní tl.- cca 340mm	0,085	1,35 0,115
1,000	1,000	0,05	Parozábrana	0,050	1,35 0,068
1,000	1,000	0,03	Asfaltový nátěr	0,030	1,35 0,041
1,000	0,200	25,00	ŽB DESKA 200mm	5,000	1,35 6,750
1,000	1,000	0,25	SDK podhled	0,250	1,35 0,338
CELKEM				7,697	1,350 10,391
CELKEM (bez vl.hmotnosti ŽB desky)				2,697	1,350 3,641
1.2.2. NOSNÉ ZDIVO					
1.2.2.1. Vnitřní nosné ZDIVO tl.200mm					
b	h	γ			
m	m	kN/m ³	Skladba	kN/m ²	γ _f kN/m ²
1,000	0,010	20,00	Vnitřní omítka tl.10mm	0,200	1,35 0,270
1,000	0,200	20,00	Tvárnice vápenopisek tl.200mm	4,000	1,35 5,400
1,000	0,010	20,00	Vnitřní omítka tl.10mm	0,200	1,35 0,270
CELKEM				4,400	1,350 5,940
1.2.2.2. Obvodové nosné zdivo tl. 200mm + kontaktní zateplení					
b	h	γ			
m	m	kN/m ³	Skladba	kN/m ²	γ _f kN/m ²
1,000	0,005	20,00	Finální úprava fasády tl.5mm	0,100	1,35 0,135
1,000	0,003	20,00	Lepidlo tl.3mm	0,060	1,35 0,081
1,000	0,250	0,30	Polystyren tl.250mm	0,075	1,35 0,101
1,000	0,003	20,00	Lepidlo tl.3mm	0,060	1,35 0,081
1,000	0,200	20,00	Tvárnice vápenopisek tl.200mm	4,000	1,35 5,400
1,000	0,010	20,00	Vnitřní omítka tl.10mm	0,200	1,35 0,270
CELKEM				4,495	1,350 6,068

1.1.1.2. ZATÍŽENÍ VĚTREM

1.1.1.2.1. Plochá střecha

kat.terénu	3	[-]
v_b	30,0	[m/s]
q_b	0,563	kN/m ²
$q_p(h)$	0,720	kN/m ²
$c_e(h)$	1,281	[-]
A	100,0	[m ²]
h+hp	4,2	[m]
h _p	0,15	[m]
r	-	[m]
d	14,3	[m]
b	21,8	[m]
α	2,0	°
e ₀	8,30	[m]
e ₉₀	8,30	[m]

směr větru $\Theta=0^\circ$

e ₀ /2	e ₀ /4	e ₀ /10	
4,15	2,08	0,83	[m]

směr větru $\Theta=90^\circ$

e ₉₀ /2	e ₉₀ /4	e ₉₀ /10	
4,15	2,08	0,83	[m]

směr větru $\Theta=0^\circ$ a $\Theta=90^\circ$

PLOCHA	C _{pe,10}	C _{pe,1-10}	C _{pe,1}
F	-1,504	-	-
G	-1,004	-	-
H	-0,700	-	-
I _{min}	-0,200	-	-
I _{max}	0,200	-	-

w_{e,k,0}, w_{e,k,90}

	F	G	H	I	
I.zk	-1,084	-0,723	-0,504	-0,144	kN/m ²
II.zk	-1,084	-0,723	-0,504	0,144	kN/m ²

Stránka 1

h_p

h

z_e

atika

hrany okapů nebo převisů

z_e = h

r

zakřivené hrany

d

e/4

F

G

H

I

e/4

F

e/10

e/2

b

vítr

e je menší z hodnot b nebo 2h

b je rozměr kolmý na směr větru

1.1.1.2.2. Stěny obvodové

kat.terénu	3	[-]
v_b	30,0	[m/s]
q_b	0,563	kN/m ²
$q_p(h)$	0,720	kN/m ²
$c_e(h)$	1,281	[-]
A	100,0	[m ²]
h	4,2	[m]
d	14,3	[m]
b	21,8	[m]
e_0	8,30	[m]

uvažovat nedostatečnou korelaci tlaků větru na návětrné a závětrné straně?

ano...A ne...N

směr větru $\Theta=0^\circ$

$e_0 < d$ plocha A+B+C

$e_0 > d$ -

$e_0 > 5d$ -

$e_0/5$	$d-e_0/5$	$4/5e_0$	$d-e_0$	
1,66	-	6,64	6,00	[m]

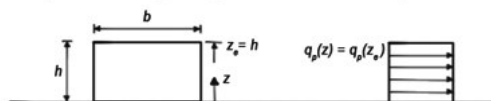
směr větru $\Theta=0^\circ$

PLOCHA	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1-10}$	$C_{pe,1}$	$w_{e,k,0}$
A	-1,200	-	-	-0,865 kN/m ²
B	-0,800	-	-	-0,576 kN/m ²
C	-0,500	-	-	-0,360 kN/m ²
D	0,705	-	-	0,508 kN/m ²
E	-0,311	-	-	-0,224 kN/m ²

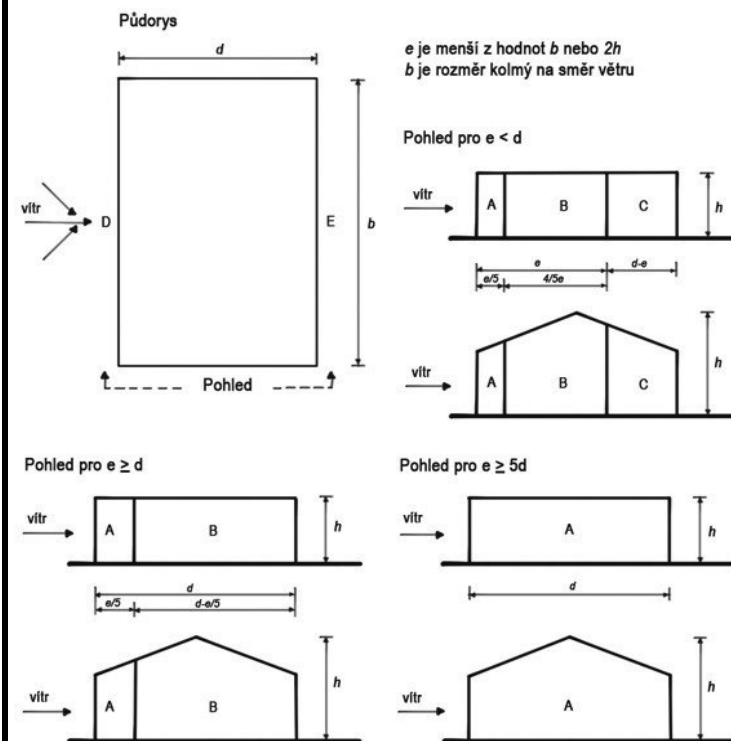
čelní stěna
pozemní stavby

referenční
výška

závislost dynamického
tlaku na výšce



OBRAZOVÁ PŘÍLOHA - SVISLÉ STĚNY $h \leq b$

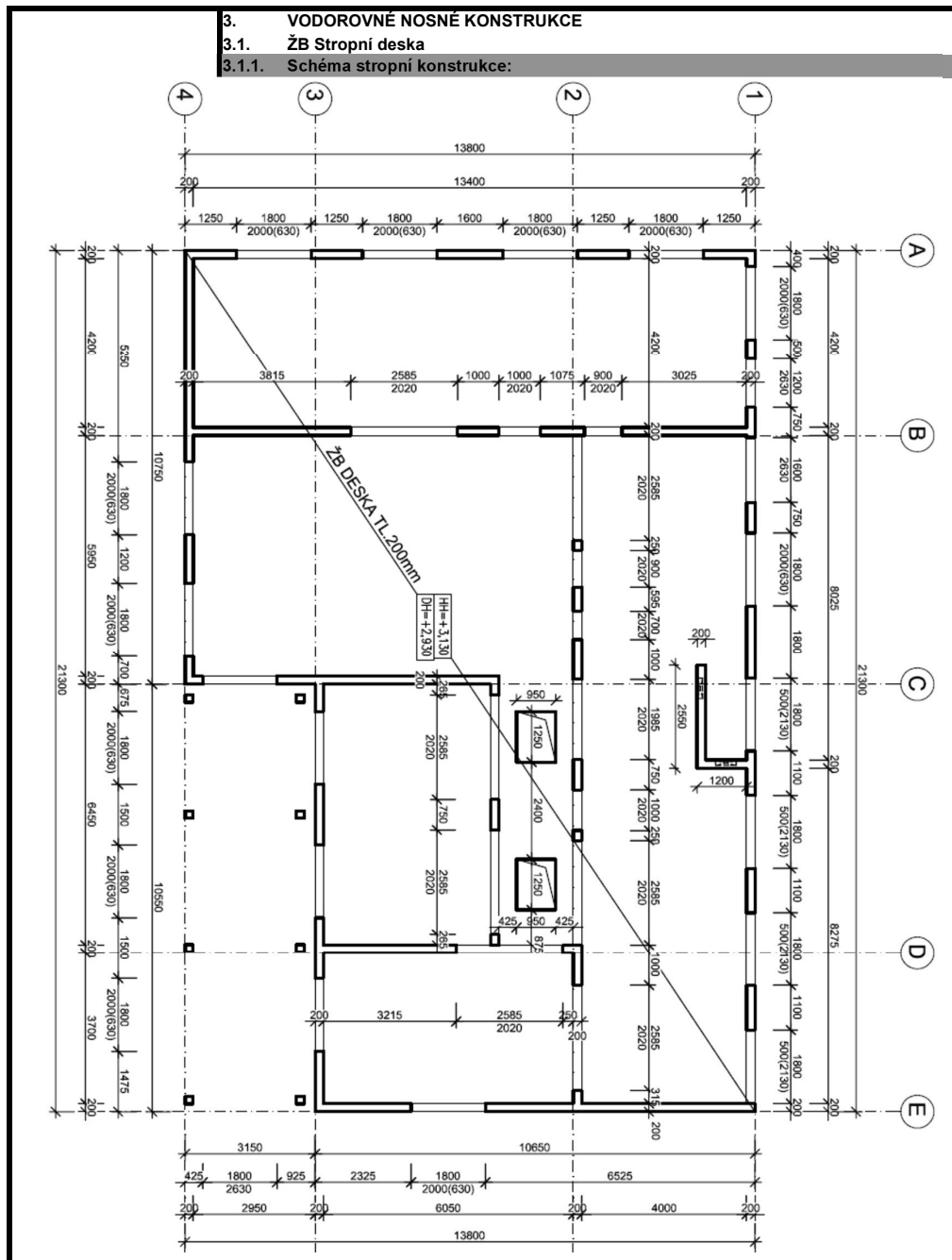


2. PŘEPOČET ZATÍŽENÍ			
2.1. Písmenné moduly			
2.1.1. Modul A, Modul E			
STÁLÉ ZATÍŽENÍ			
b	h	γ	
m	m	kN/m3(2)	
0,200	0,250	25,00	
0,500	1,000	4,50	
2,250	1,000	7,70	
Na překlad			+2,930
Stálé zatížení			gk1 = 19,57 kN/m
			mk1 = 0,43 kNm
			ef1 = 0,02 m
b	h	γ	
m	m	kN/m3(2)	
1,000	3,200	4,50	
1,000	1,000	1,00	
Na základ			-0,250
Stálé zatížení			gk2 = 33,95 kN/m
			mk2 = 0,43 kNm
			ef2 = 0,01 m
NAHODILÉ ZATÍŽENÍ			
Nahodilé zatížení - celkem			
b	h	γ	
m	m	kN/m3	
2,200	1,000	1,36	
0,450	1,000	1,36	
2,200	1,000	0,75	
Na překlad			+2,930
Nahodilé zatížení			vk1 = 5,25 kN/m
			mk1 = 0,12 kNm
			ef1 = 0,02 m
Nahodilé zatížení - celkem			
b	h	γ	
m	m	kN/m3	
0,000	0,000	0,00	
1,000	1,000	1,00	
Na základ			-0,250
Nahodilé zatížení			vk2 = 5,25 kN/m
			mk2 = 0,61 kNm
			ef2 = 0,12 m
CELKEM ZATÍŽENÍ:			
CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY			
VÝPOČTOVÉ HODNOTY			
Moment v 1/2 výšky			
Na překlad			
g _{k1} =	24,82	kN/m	g _{d1} = 34,30 kN/m
m _{k1} =	0,55	kNm	m _{d1} = 0,76 kNm (2,02 kNm)
e _{f1} =	0,02	m	e _{f1} = 0,02 m (-1,45 kNm)
Na základ			
g _{k2} =	39,20	kN/m	g _{d2} = 53,71 kN/m
m _{k2} =	1,04	kNm	m _{d2} = 1,50 kNm (2,76 kNm)
e _{f2} =	0,03	m	e _{f1} = 0,03 m (-0,71 kNm)
Zatížení větrem na obvodou stěnu			
a. Tlak větru			
H=	2,90	m	
B=	1,00	m	
Mk=	0,84	kNm	Md,m= 1,26 kNm
b. Sání větru			
H=	2,90	m	
B=	1,00	m	
Mk=	1,47	kNm	Md,m= 2,21 kNm
Počítáno v hlavě stěny pro zadání do posudku.			
Zatížení větrem v součtu při tlaku, odečet od momentu od svislého zatížení při sání.			

2.1.2. Modul B, Modul C mezi 2 a 3, Modul D mezi 2 a 3			
STÁLÉ ZATÍŽENÍ			
b	h	γ	
m	m	kN/m3(2)	
0,000	0,000	25,00	
0,000	0,000	4,50	
5,500	1,000	7,70	
Na překlad			+2,930
Stálé zatížení			gk1 = 42,33 kN/m
			mk1 = 0,00 kNm
			ef1 = 0,00 m
b	h	γ	
m	m	kN/m3(2)	
1,000	3,200	4,50	
1,000	1,000	1,00	
Na základ			-0,250
Stálé zatížení			gk2 = 56,72 kN/m
			mk2 = 0,00 kNm
			ef2 = 0,00 m
NAHODILÉ ZATÍŽENÍ			
Nahodilé zatížení - celkem			
b	h	γ	
m	m	kN/m3	
5,500	1,000	1,36	
0,000	1,000	1,36	
5,500	1,000	0,75	
Na překlad			+2,930
Nahodilé zatížení			vk1 = 11,61 kN/m
			mk1 = 0,00 kNm
			ef1 = 0,00 m
Nahodilé zatížení - celkem			
b	h	γ	
m	m	kN/m3	
0,000	0,000	0,00	
1,000	1,000	1,00	
Na základ			-0,250
Nahodilé zatížení			vk2 = 11,61 kN/m
			mk2 = 0,00 kNm
			ef2 = 0,00 m
CELKEM ZATÍŽENÍ:			
CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY			
VÝPOČTOVÉ HODNOTY			
Moment v 1/2 výšky			
Na překlad			
g _{k1} =	53,94	kN/m	g _{d1} = 74,56 kN/m
m _{k1} =	0,00	kNm	m _{d1} = 0,00 kNm (0,00 kNm)
e _{f1} =	0,00	m	e _{f1} = 0,00 m (0,00 kNm)
Na základ			
g _{k2} =	68,32	kN/m	g _{d2} = 93,98 kN/m
m _{k2} =	0,00	kNm	m _{d2} = 0,00 kNm (0,00 kNm)
e _{f2} =	0,00	m	e _{f1} = 0,00 m (0,00 kNm)
Zatížení větrem na obvodou stěnu			
a. Tlak větru			
H=	2,90	m	
B=	1,00	m	
Mk=	0,00	kNm	Md,m= 0,00 kNm
b. Sání větru			
H=	2,90	m	
B=	1,00	m	
Mk=	0,00	kNm	Md,m= 0,00 kNm
Počítáno v hlavě stěny pro zadání do posudku.			
Zatížení větrem v součtu při tlaku, odečet od momentu od svislého zatížení při sání.			

			2.2. Číselné moduly				
			2.2.1. Modul 1, Modul 4				
			STÁLÉ ZATÍŽENÍ				
b	h	γ	Stálé zatížení	b (m)	gk (kN/m)	ef (m)	
m	m	kN/m3(2)	ŽB věnec atiky, 0,2x0,25m		1,25	0,000	
0,200	0,250	25,00	Atika		2,25	0,000	
0,500	1,000	4,50	ŽB stropní deska, B=2,0m		15,39	0,025	
2,000	1,000	7,70					
Na překlad			+2,930	Stálé zatížení	gk1 = 17,64 kN/m mk1 = 0,38 kNm ef1= 0,02 m		
b	h	γ	Stálé zatížení	b (m)	gk (kN/m)	ef (m)	
m	m	kN/m3(2)	Zdivo 1.np, H=3,20m		14,38	0,000	
1,000	3,200	4,50	Zatížení stálé vrchní na překlad		17,64	0,022	
1,000	1,000	1,00					
Na základ			-0,250	Stálé zatížení	gk2 = 32,03 kN/m mk2 = 0,38 kNm ef2= 0,01 m		
			NAHODILÉ ZATÍŽENÍ				
b	h	γ	Nahodilé zatížení - celkem	uk (kN/m)	ef (m)		
m	m	kN/m3	Sníh na střeše, B=2,0m	2,72	0,025		
2,000	1,000	1,36	Sníh na atice, B=0,45m	0,61	0,000		
0,450	1,000	1,36	Užitné na střeše, nepochozí, B=2,0m	1,50	0,025		
2,000	1,000	0,75					
Na překlad			+2,930	Nahodilé zatížení	vk1 = 4,83 kN/m mk1 = 0,11 kNm ef1= 0,02 m		
b	h	γ	Nahodilé zatížení - celkem	uk (kN/m)	ef (m)		
m	m	kN/m3	Žádné další zatížení	0,00	0,000		
0,000	0,000	0,00	Zatížení užitné vrchní na překlad	4,83	0,106		
1,000	1,000	1,00					
Na základ			-0,250	Nahodilé zatížení	vk2 = 4,83 kN/m mk2 = 0,51 kNm ef2= 0,11 m		
CELKEM ZATÍŽENÍ:			CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY			VÝPOČTOVÉ HODNOTY	Moment v 1/2 výšky
Na překlad			g _{k1} = 22,47 kN/m	g _{d1} = 31,06 kN/m			
			m _{k1} = 0,49 kNm	m _{d1} = 0,68 kNm	(1,94 kNm)		
			e _{r1} = 0,02 m	e _{r1} = 0,02 m	(-1,53 kNm)		
Na základ			g _{k2} = 36,86 kN/m	g _{d2} = 50,48 kN/m			
			m _{k2} = 0,89 kNm	m _{d2} = 1,28 kNm	(2,55 kNm)		
			e _{r2} = 0,02 m	e _{r1} = 0,03 m	(-0,92 kNm)		
			Zatížení větrem na obvodou stěny				
			a. Tlak větru		vk = 0,80 kN/m2		
			H= 2,90 m				
			B= 1,00 m				
			M _k = 0,84 kNm	M _{d,m} = 1,26 kNm			
			b. Sání větru		vk = 1,40 kN/m2		
			H= 2,90 m				
			B= 1,00 m				
			M _k = 1,47 kNm	M _{d,m} = 2,21 kNm			
			Počítáno v hlavě stěny pro zadání do posudku.				
			Zatížení větrem v součtu při tlaku, odečet od momentu od svislého zatížení při sání.				

			2.2.2.	Modul 2, Modul 3			
				STÁLÉ ZATÍŽENÍ			
	b	h	γ				
	m	m	kN/m3(2)	Stálé zatížení	b (m)	gk (kN/m)	ef (m)
	0,000	0,000	25,00	ŽB věnec atiky, 0,2x0,25m		0,00	0,000
	0,000	1,000	4,50	Atika		0,00	0,000
	3,500	1,000	7,70	ŽB stropní deska, B=3,5m		26,94	0,025
Na překlad				+2,930	Stálé zatížení	gk1 = 26,94 kN/m mk1 = 0,67 kNm ef1= 0,03 m	
	b	h	γ				
	m	m	kN/m3(2)	Stálé zatížení	b (m)	gk (kN/m)	ef (m)
	1,000	3,200	4,50	Zdivo 1.np, H=3,20m		14,38	0,000
	1,000	1,000	1,00	Zatížení stálé vrchní na překlad		26,94	0,025
Na základ				-0,250	Stálé zatížení	gk2 = 41,32 kN/m mk2 = 0,67 kNm ef2= 0,02 m	
	b	h	γ		NAHODILÉ ZATÍŽENÍ		
	m	m	kN/m3	Nahodilé zatížení - celkem	uk (kN/m)		ef (m)
	3,500	1,000	1,36	Sníh na střeše, B=3,5m	4,76		0,025
	0,000	1,000	1,36	Sníh na atice, B=0m	0,00		0,000
	3,500	1,000	0,75	Užitné na střeše, nepochozí, B=3,5m	2,63		0,025
Na překlad				+2,930	Nahodilé zatížení	vk1 = 7,39 kN/m mk1 = 0,18 kNm ef1= 0,03 m	
	b	h	γ				
	m	m	kN/m3	Nahodilé zatížení - celkem	uk (kN/m)		ef (m)
	0,000	0,000	0,00	Žádné další zatížení	0,00		0,000
	1,000	1,000	1,00	Zatížení užitné vrchní na překlad	7,39		0,185
Na základ				-0,250	Nahodilé zatížení	vk2 = 7,39 kN/m mk2 = 1,36 kNm ef2= 0,18 m	
	CELKEM ZATÍŽENÍ:			CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY	VÝPOČTOVÉ HODNOTY	Moment v 1/2 výšky	
Na překlad				g _{k1} = 34,33 kN/m	g _{d1} = 47,45 kN/m		
				m _{k1} = 0,86 kNm	m _{d1} = 1,19 kNm	(1,19 kNm)	
				e _{r1} = 0,03 m	e _{r1} = 0,03 m	(1,19 kNm)	
Na základ				g _{k2} = 48,71 kN/m	g _{d2} = 66,87 kN/m		
				m _{k2} = 2,04 kNm	m _{d2} = 2,95 kNm	(2,95 kNm)	
				e _{r2} = 0,04 m	e _{r1} = 0,04 m	(2,95 kNm)	
				Zatížení větrem na obvodou stěny			
				a. Tlak větru		vk = 0,00 kN/m2	
				H= 2,90 m			
				B= 1,00 m			
				M _k = 0,00 kNm	M _{d,m} = 0,00 kNm		
				b. Sání větru		vk = 0,00 kN/m2	
				H= 2,90 m			
				B= 1,00 m			
				M _k = 0,00 kNm	M _{d,m} = 0,00 kNm		
	Počítáno v hlavě stěny pro zadání do posudku.						
	Zatížení větrem v součtu při tlaku, odečet od momentu od svislého zatížení při sání.						



Střešní konstrukce	3.1.2. Zatěžovací stavy				
	ZS 1 Vlastní váha - viz. IDA NEXIS				
	ZS 2 Stálé zatížení				
					Zatěžovací šířka (b)
	gk1 =	2,697	kN/m2	gk11 =	2,697 kN/m 1,00 m
Sání větru (průměrné)	ZS 3 Užité				
	uk =	0,750	kN/m2	uk1 =	0,750 kN/m 1,00 m
	ZS 4 Sníh				
	sk =	1,360	kN/m2	sk1 =	1,360 kN/m 1,00 m
	ZS 5 Vitr				
	wk =	-0,500	kN/m2	uk1 =	-0,500 kN/m 1,00 m
	3.1.3. Vnitřní síly, posudek - viz. IDA NEXIS				

3.1.3. Vnitřní síly, posudek

3.1.3.1. Obecné informace

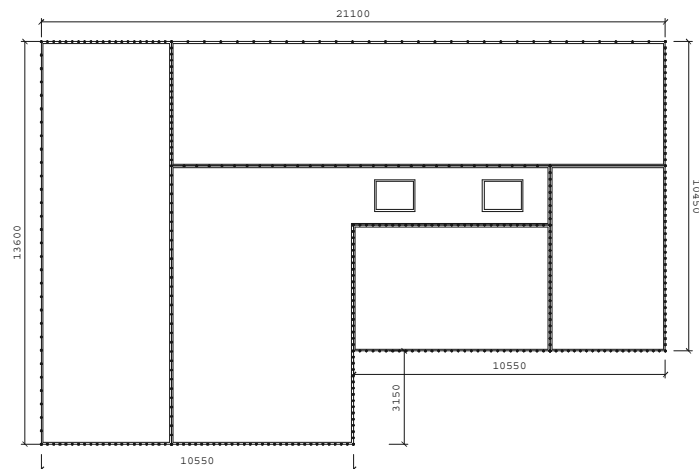


Schéma konstrukce - 1:1

Makra 2D

čís	typ	
1		
	C30/37	Tloušťka 200.00 mm
	Linie :	1,2,3,4,5
2		
	C30/37	Tloušťka 200.00 mm
	Linie :	3,6,7,8,9
3		
	C30/37	Tloušťka 200.00 mm
	Linie :	2,10,11,12,13,14,6

čís	typ	
	1 Díra :	19,20,21,22
	2 Díra :	23,24,25,26
4		
	C30/37	Tloušťka 200.00 mm
	Linie :	14,15,16,17,7
5		
	C30/37	Tloušťka 200.00 mm
	Linie :	12,18,15,13

Zatěžovací stavy

Stav	Jméno	Popis
1	Vlastní váha	Vlastní váha. Směr -Z
2	Stálé	Stálé - Zatížení
3	Užitné	Nahodilé - U
4	Sníh	Nahodilé - S
5	Vítr	Nahodilé - V Výběr.

Skupina nahodilých zatížení

Jméno		Popis
U		EC1 - typ zatížení Kat A : obytné
S		EC1 - typ zatížení Sníh
V	Výběr.	EC1 - typ zatížení Vítr

Kombinace

Kombi	Norma	Stav	souč.
1.	EC - únosnost	1 Vlastní váha	1.00
		2 Stálé	1.00
		3 Užitné	1.00
		4 Sníh	1.00
		5 Vítr	1.00
2.	EC - použitelnost	1 Vlastní váha	1.00
		2 Stálé	1.00
		3 Užitné	1.00
		4 Sníh	1.00
		5 Vítr	1.00

Základní pravidla pro generování kombinací na únosnost.

1 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2
 2 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2
 3 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS3
 4 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS3
 5 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS4
 6 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS4
 7 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.50*ZS5
 8 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.50*ZS5
 9 : 1.35*ZS1 / 1.35*ZS2 / 1.35*ZS3 / 1.35*ZS4 / 1.35*ZS5
 10 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.35*ZS3 / 1.35*ZS4 / 1.35*ZS5

Základní pravidla pro generování kombinací na použitelnost.

1 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2
 2 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS3
 3 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS4
 4 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 1.00*ZS5
 5 : 1.00*ZS1 / 1.00*ZS2 / 0.90*ZS3 / 0.90*ZS4 / 0.90*ZS5

Výpis nebezpečných kombinací na únosnost

1/ 8 : +1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.50*ZS5

2/ 9 : $+1.35 \cdot ZS1 + 1.35 \cdot ZS2 + 1.35 \cdot ZS3 + 1.35 \cdot ZS4$

Výpis nebezpečných kombinací na použitelnost

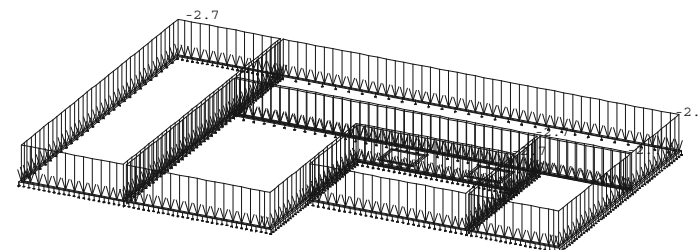
1/ 4 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 1.00 \cdot ZS5$

2/ 5 : $+1.00 \cdot ZS1 + 1.00 \cdot ZS2 + 0.90 \cdot ZS3 + 0.90 \cdot ZS4$

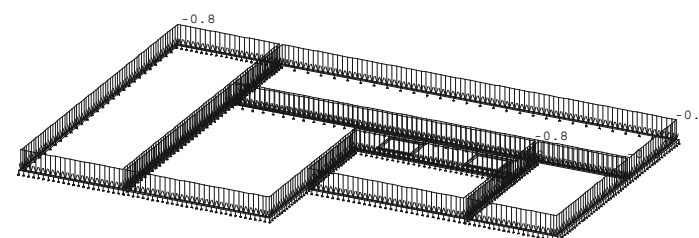
Kombinace pro beton

Kombi	Stav	souč.
1 (dotvarování, stály)	1 Vlastní váha	1.00
	2 Stálé	1.00
	3 Užité	1.00
	4 Sníh	1.00
	5 Vítr	1.00

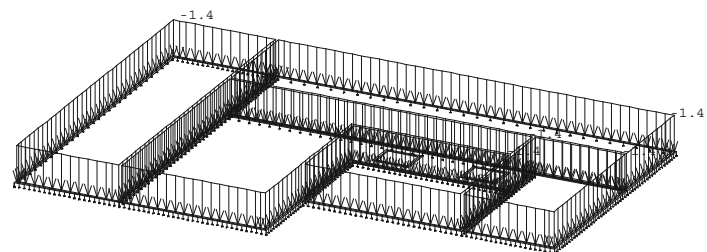
3.1.3.2. Schéma zatížení



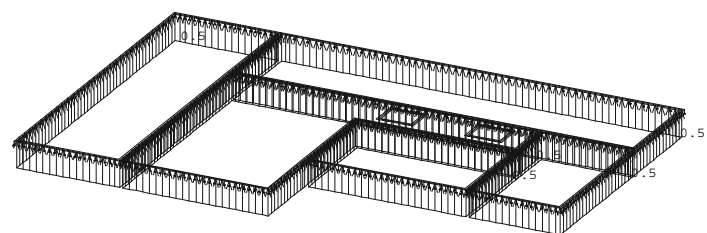
Spojitá zatížení 2D. Zatěžovací stavy - 2 - stálé - 1:1



Spojitá zatížení 2D. Zatěžovací stavy - 3 - užité - 1:1

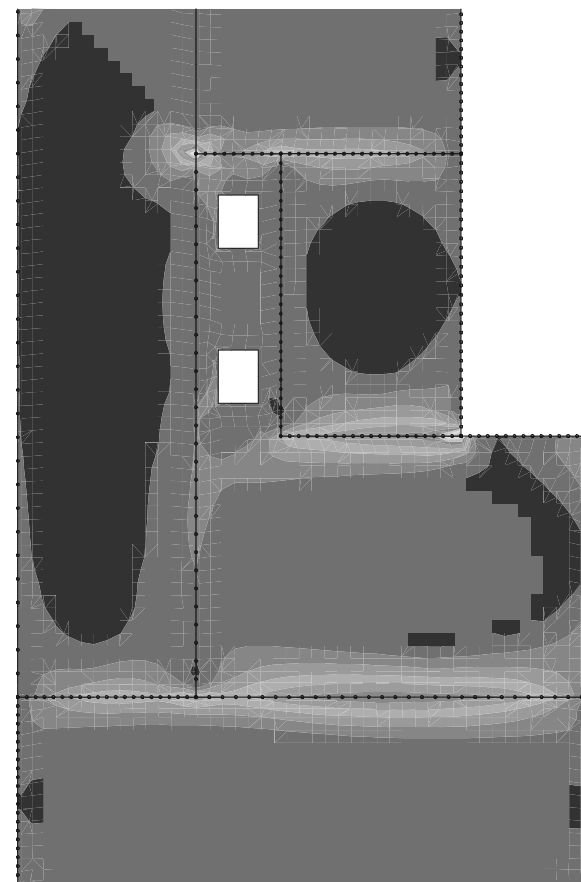
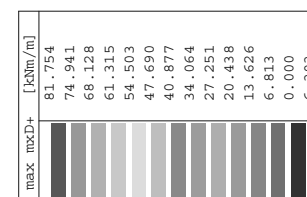


Spojité zatížení 2D.Zatěžovací stavy - 4 - s níh - 1:1

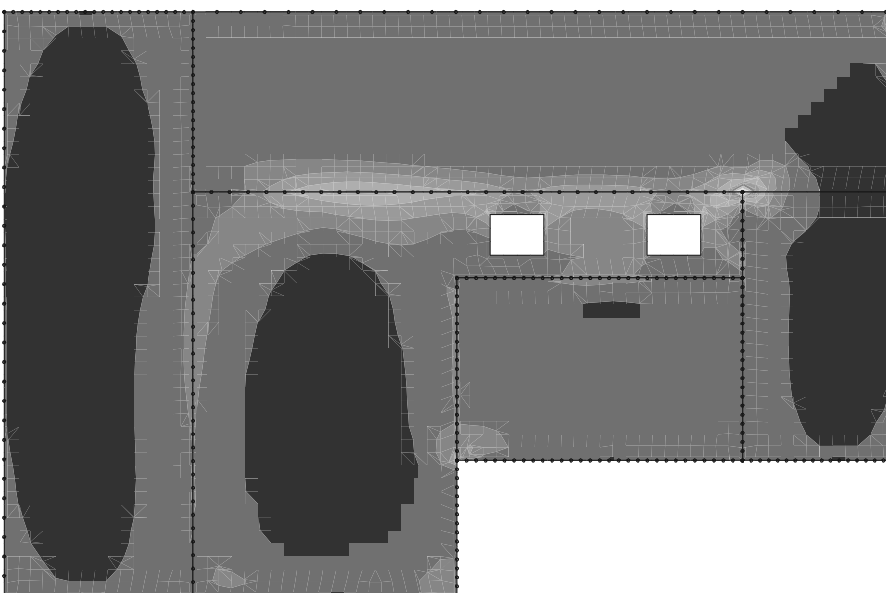
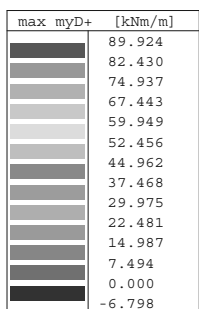


Spojité zatížení 2D.Zatěžovací stavy - 5 - vítr - 1:1

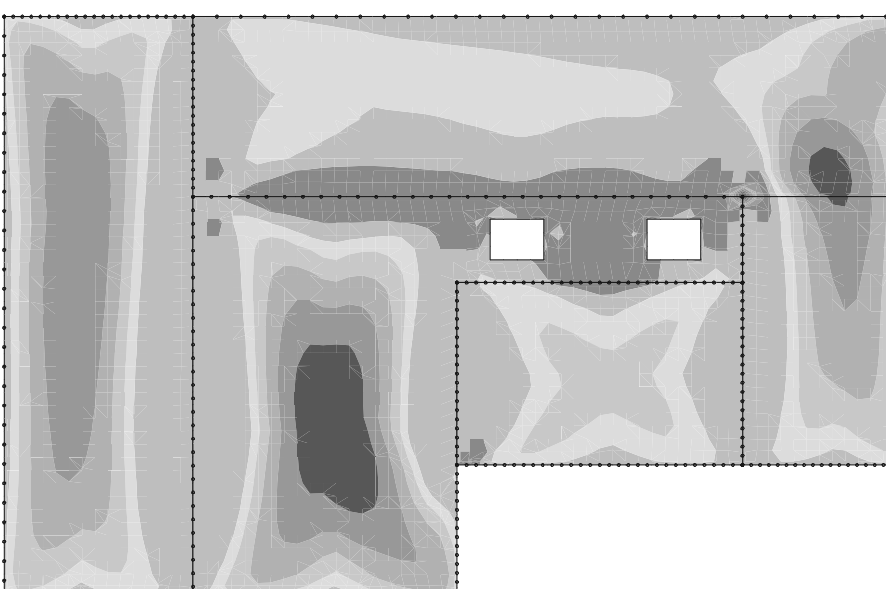
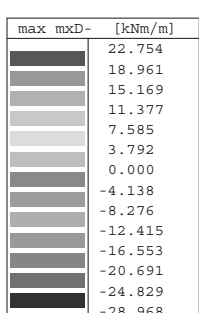
3.1.3.3. Vnitřní síly



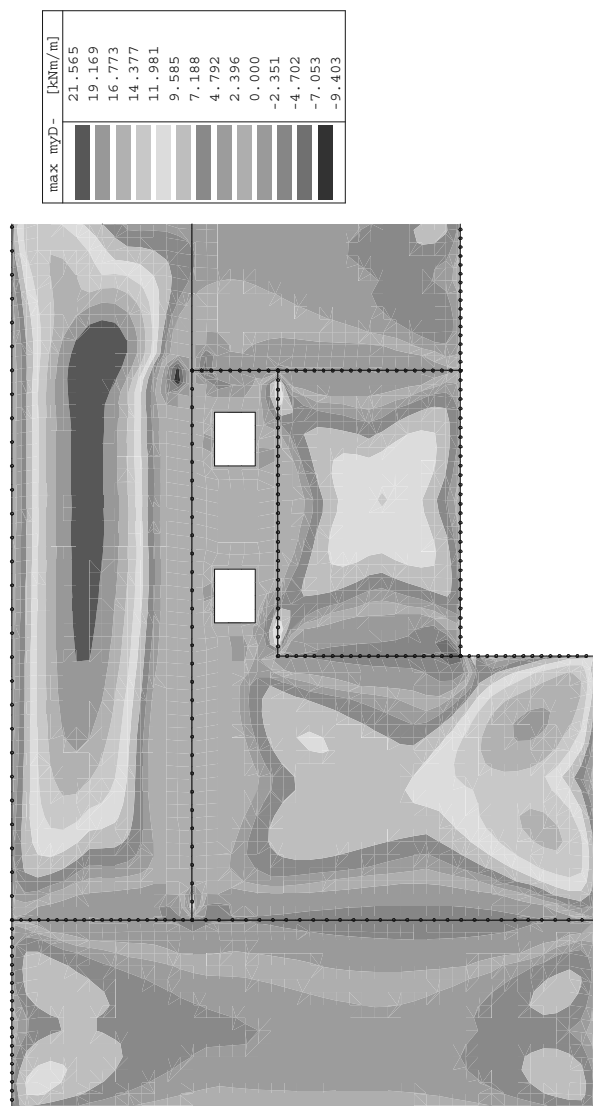
Vnitřní síla - max mxD+ - Kombi FEM : 1 - 1:1



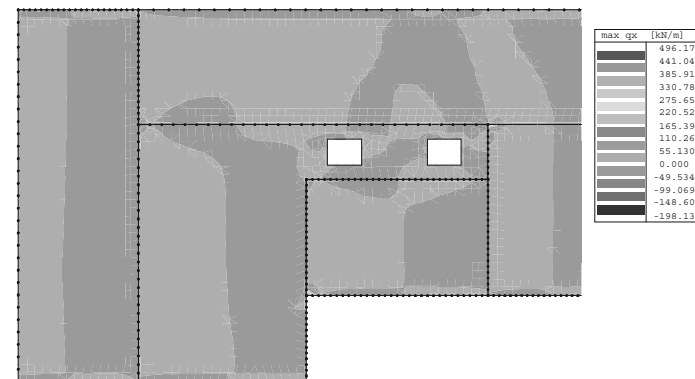
Vnitřní síla - max myD+ - Kombi FEM : 1 - 1:1



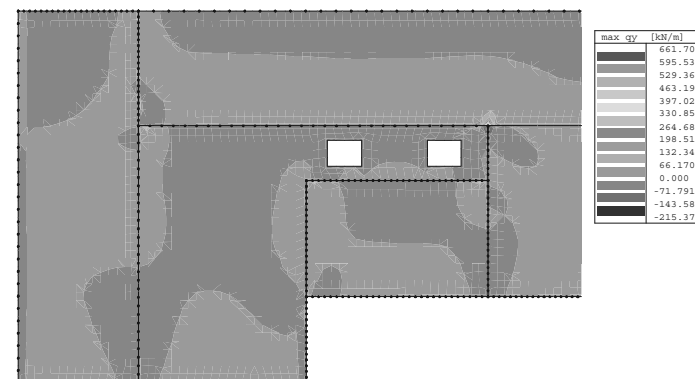
Vnitřní síla - max mxD- - Kombi FEM : 1 - 1:1



Vnitřní síla - max myD- - Kombi FEM : 1 - 1:1

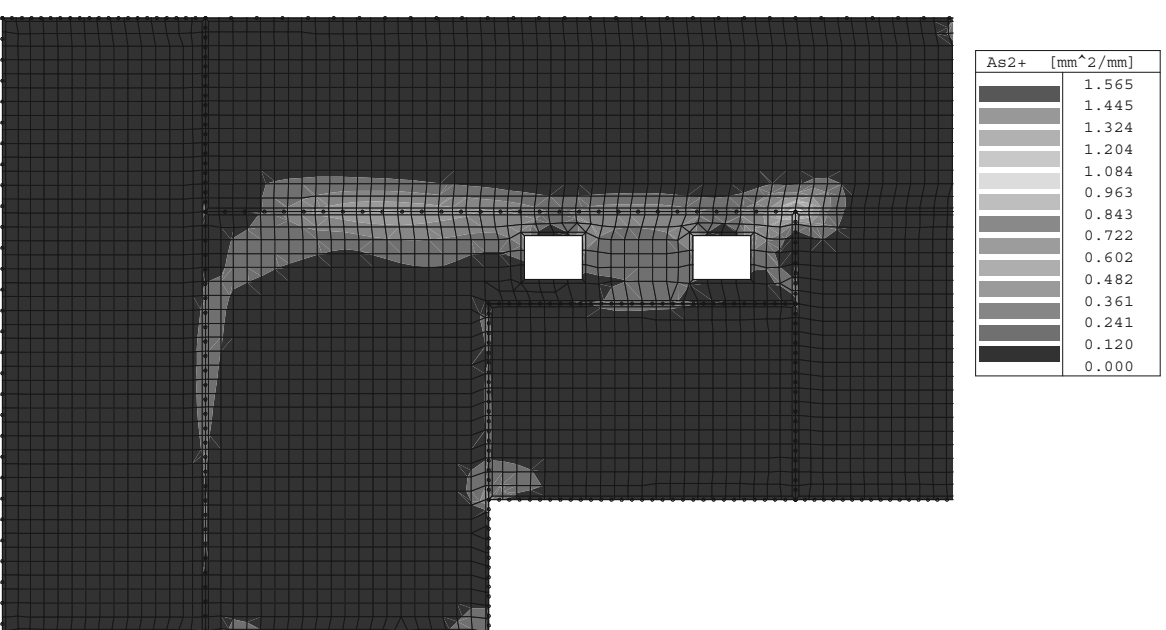
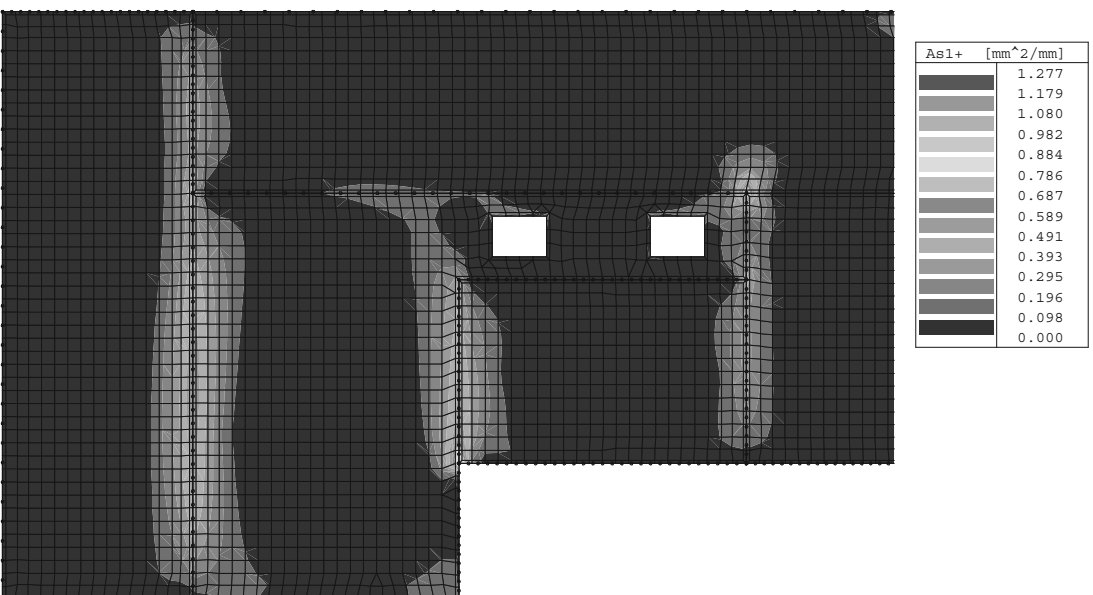


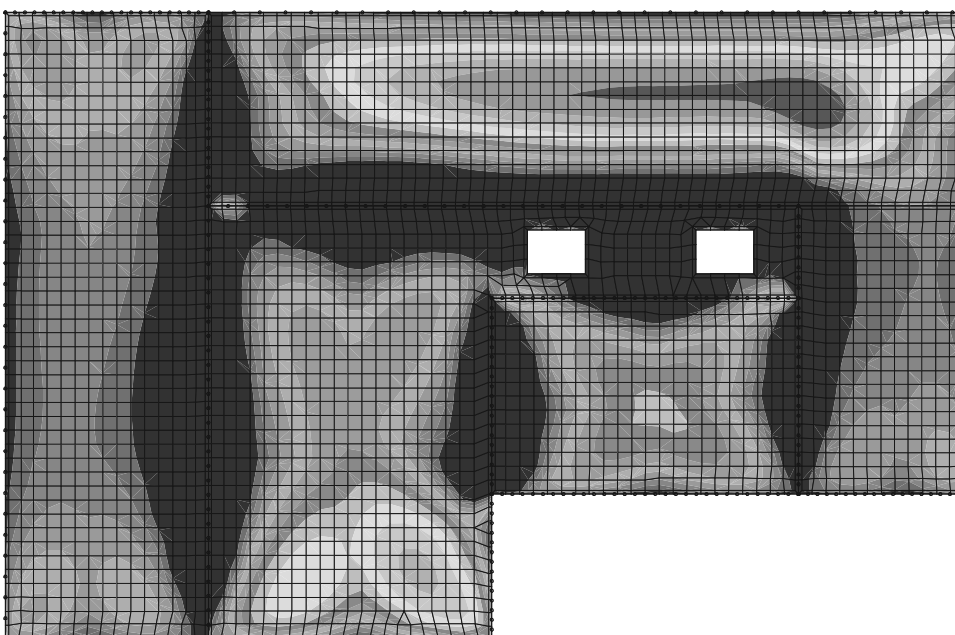
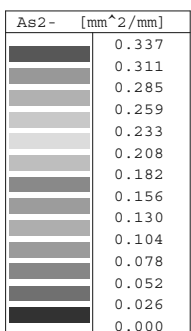
Vnitřní síla - max qx - Kombi FEM : 1 - 1:1



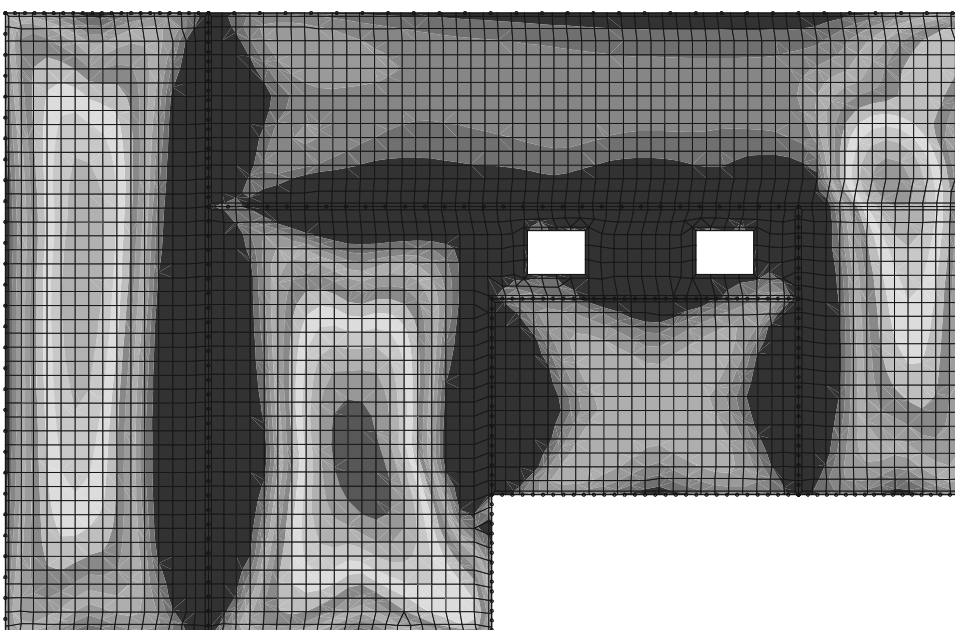
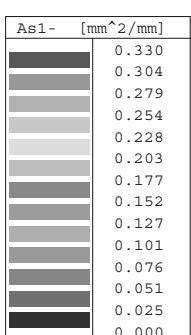
Vnitřní síla - max qy - Kombi FEM : 1 - 1:1

3.1.3.4. Minimální vyztužení



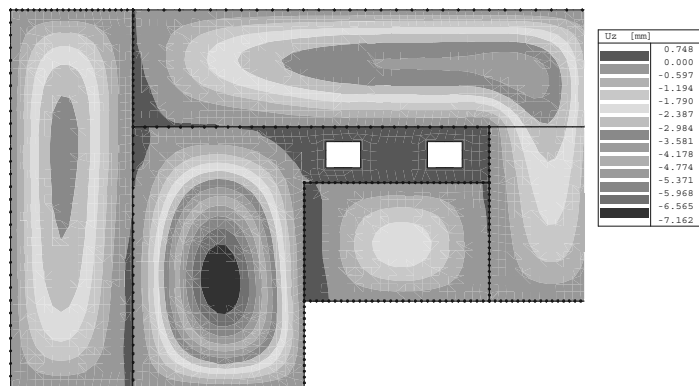


2D výztuž - As2 - 1:1



2D výztuž - As1 - 1:1

3.1.3.5. Deformace s dotvarováním



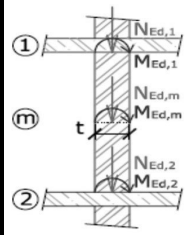
Nelin. def.+dotvarování - Uz - Kombinace pro beton : 1 - 1:1

		4. NOSNÉ ZDĚNÉ KONSTRUKCE	
		4.1. Obvodové zdivo - nosná - tl.200mm - vápenopísková tvárnice - P20 - 1bm	
Z TABULKY DÁNO!!	Tvárnice	Typ zdiva	Obvodové zdivo
		Typ cihel	Vápenopísková tvárnice
		Cihla	Velkoformátová
		Pevnostní třída cihly	P20
		Rozměr cihly D x Š x V (mm)	D= 498 Š= 200 V= 498
		Normalizovaná pevnost zdícího prvku v tlaku	$f_b = \delta \cdot \eta \cdot f_u = 26,00$ Mpa
		Průměrná pevnost v tlaku	$f_u = 20,0$ Mpa
		Vliv šířky a výšky zdícího prvku	$\delta = 1,30$
		Vliv vlhkosti	$\eta = 1,00$
		Skupina zdícího prvku	1
	Malta	Druh malty	Lepidlo pro tenkou spáru
		Tlaková pevnost malty	$f_m = 10,0$ Mpa
	Materiálové charakteristiky zdiva	Plošná hmotnost zdiva	$\rho_{ms} = 440,00$ kg/m ²
		$\rho_{mp} = 2200$ kg/m ³	
Tab. 5	Pevnost zdiva	Souč. K podle skupiny zdících prvků a malty	$K = 0,80$
		Podélná styčná spára NE pak	$K = 0,80$
		Dílčí souč. bezpečnosti materiálu (dle kategorie)	$\gamma_M = 2,20$
		Charakteristická pevnost zdiva v tlaku nevzdušeného zdiva daná výpočtem	$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 11,83$ Mpa
		Charakteristická pevnost zdiva v tlaku nevzdušeného zdiva daná výrobcem	$f_k = 12,90$ Mpa
		Návrhová pevnost zdiva v tlaku	$f_d = f_k / \gamma_M = 5,86$ Mpa
	Geometrie stěny	Světlná výška pilíře	$h = 2,95$ m
		Šířka celé stěny	$L = 4,00$ m
		Šířka posuzovaného průřezu stěny bez omítky	$b = 1,00$ m
		Tloušťka stěny (pilíře) bez omítky	$t = 0,200$ m
Možno dosadit hodnotu přímo od výrobce (kolmo na směr ohybu) (rozměr ve směru ohybu)	Zatížení posuzovaného průřezu	V hlavě stěny	
		Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{ed,1} = 34,30$ kN
		Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení	$M_{ed,1} = 0,76$ kNm
		V polovině výšky stěny	
		Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{ed,m} = 40,79$ kN
		Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení	$M_{ed,m} = 2,76$ kNm
		V patě stěny	
		Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží	$N_{ed,2} = 47,28$ kN
		Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení	$M_{ed,2} = 1,50$ kNm
		Ověření štíhlosti	
(zadat manuálně) (zadat manuálně)		Účinná výška stěny	
		Stropní (popř.střešní) konstrukce podírající hlavu a patu stěny je:	Železobetonová (nebo keramická zmonolitněná)
		Způsob uložení stropu na stěnu	Uložena pouze z jedné strany stěny, dl.uložení je min 2/3 tl.stěny a min.85mm
		Způsob podepření pilíře (stěny)	Podepřeno v úrovni hlavy, paty a podél obou svislých okrajů
		Výstřednost zatížení působícího v hlavě stěny	$M_{ed,1}/N_{ed,1} = 0,02$ m
		Součinitel ρ_2 pro stanovení vzpěrné výšky	$\rho_2 = 1,00$
		Součinitel ρ_n pro stanovení vzpěrné výšky	$\rho_4 = 0,60$

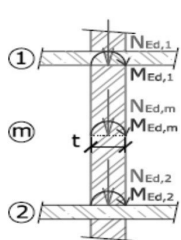
	Vzpěrná výška stěny (pilíře) $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,77 \text{ m}$ Účinná tloušťka stěny (pilíře) $t_{ef} = t = 0,20 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru roviny ohybu $h_{ef}/t_{ef} = 8,85$ Účinná šířka stěny (pilíře) $b_{ef} = b = 1,00 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru kolmém na rovinu ohybu $h_{ef}/b_{ef} = 1,77$	
	Štíhlost stěny (pilíře) $\lambda \max(h_{ef}/t_{ef}, h_{ef}/b_{ef}) = 8,85 < 27$	
	Posouzení štíhlosti: Štíhlost vyhovuje	
	Posouzení únosnosti průřezu "1" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,1} = M_{Ed,1}/N_{Ed,1} = 0,02 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_1 = \max(e_{f,1} + e_{init}; 0,05t) = 0,026 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_1 = 1 - 2(e_1/t) = 0,74$	
	Návrhová únosnost průřezu "1" $N_{Rd,1} = \Phi_1 b t f_d = 867,20 \text{ kN}$ $N_{rd,1} = 867,20 \text{ kN} > N_{ed,m} = 34,30 \text{ kN}$ Vyhovuje	
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru roviny ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,m} = M_{Ed,m}/N_{Ed,m} = 0,068 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo $\Phi_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e_k = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t(e_{f,m} + e_{init})} = 0,002 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e_{mk} = \max(e_{f,m} + e_k + e_{init}; 0,05t) = 0,074 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$	
	Zmenšující součinitel $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \right)^2 \right] = 0,202$ Návrhová únosnost průřezu "m" ve směru roviny ohybu $N_{Rd,m} = \Phi_m b t f_d = 236,60 \text{ kN}$ $N_{rd,m} = 236,60 \text{ kN} > N_{ed,m} = 40,79 \text{ kN}$ Vyhovuje	
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e'_{f,m} = 0,000 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e'_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo $\Phi'_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e'_k = 0,002 \Phi'_{\infty} \frac{h_{ef}}{b_{ef}} \sqrt{b(e'_{f,m} + e'_{init})} = 0,000 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e'_{mk} = \max(e'_{f,m} + e'_k + e'_{init}; 0,05b) = 0,050 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$	
	Zmenšující součinitel $\Phi'_m = \left(1 - 2 \frac{e'_{mk}}{b}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{b_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e'_{mk}}{b}} \right)^2 \right] = 0,900$ Návrh. únosnost průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu $N'_{Rd,m} = \Phi'_m b t f_d = 1055,40 \text{ kN}$ $N_{rd,m} = 1055,40 \text{ kN} > N_{ed,m} = 40,79 \text{ kN}$ Vyhovuje	
	Posouzení únosnosti průřezu "2" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,2} = M_{Ed,2}/N_{Ed,2} = 0,03 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_2 = \max(e_{f,2} + e_{init}; 0,05t) = 0,036 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 0,64$	
	Návrhová únosnost průřezu "2" $N_{Rd,2} = \Phi_2 b t f_d = 754,73 \text{ kN}$ $N_{rd,2} = 754,73 \text{ kN} > N_{ed,2} = 47,28 \text{ kN}$ Vyhovuje	
	KONSTRUKCE VYHOVUJE	

B= 2,00 m	4.2. Obvodové zdívo - nosná - tl.200mm - vápenopisková tvárnice - P20 - pilíř 500x200x2000	
	Tvárnice Typ zdíva Typ cihel Cihla Pevnostní třída cihly Rozměr cihly D x Š x V (mm) Normalizovaná pevnost zdíciho prvku v tlaku Průměrná pevnost v tlaku Vliv šířky a výšky zdíciho prvku Vliv vlhkosti Skupina zdíciho prvku Malta Druh malty Tlaková pevnost malty	Obvodové zdívo Vápenopisková tvárnice Velkoformátová P20 D= 498 Š= 200 V= 498 fb = δ * η * fu = 26,00 Mpa fu = 20,0 Mpa δ = 1,30 η = 1,00 1 Lepidlo pro tenkou spáru fm = 10,0 Mpa
Z TABULKY DÁNO!!		
ρmp = 2200 kg/m3	Materiálové charakteristiky zdíva	
	Plošná hmotnost zdíva Pevnost zdíva Souč. K podle skupiny zdícih prvků a malty Podélná styčná spára NE pak Dílčí souč. bezpečnosti materiálu (dle kategorie) Charakteristická pevnost zdíva v tlaku nevzdušeného zdíva daná výpočtem Charakteristická pevnost zdíva v tlaku nevzdušeného zdíva daná výrobcem Návrhová pevnost zdíva v tlaku	ρms = 440,00 kg/m2 K = 0,80 K = 0,80 γM = 2,20 fk = K * f_b^0,65 * f_m^0,25 = 11,83 Mpa fk = 12,90 Mpa fd = fk/γM = 5,86 Mpa
Tab. 5	Geometrie stěny	
Možno dosadit hodnotu přímo od výrobce	Světlá výška pilíře Šířka celé stěny Šířka posuzovaného průřezu stěny bez omítky Tloušťka stěny (pilíře) bez omítky	h = 2,00 m L = 0,50 m b = 0,50 m t = 0,200 m
	Zatížení posuzovaného průřezu	
(kolmo na směr ohybu) (rozměr ve směru ohybu)	V hlavě stěny	
	Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení	N _{ed,1} = 68,59 kN M _{ed,1} = 1,52 kNm
	V polovině výšky stěny	
	Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení	N _{ed,m} = 72,99 kN M _{ed,m} = 5,00 kNm
	V patě stěny	
	Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení	N _{ed,2} = 77,39 kN M _{ed,2} = 3,00 kNm
	Ověření štíhlosti	
	Účinná výška stěny	
	Stropní (popř.střešní) konstrukce podírající hlavu a patu stěny je: Železobetonová (nebo keramická zmonolitněná)	
	Způsob uložení stropu na stěnu Uložená pouze z jedné strany stěny, dl.uložení je min 2/3 tl.stěny a min.85mm	
	Způsob podepření pilíře (stěny) Podepřeno pouze v úrovni hlavy a paty	
	Výstřednost zatížení působícího v hlavě stěny Součinitel ρ ₂ pro stanovení vzpěrné výšky Součinitel ρ _n pro stanovení vzpěrné výšky	M _{ed,1} /N _{ed,1} = 0,02 m ρ ₂ = 1,00 ρ ₂ = 1,00
(zadat manuálně)		
(zadat manuálně)		

	Vzpěrná výška stěny (pilíře) $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 2,00 \text{ m}$ Účinná tloušťka stěny (pilíře) $t_{ef} = t = 0,20 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru roviny ohybu $h_{ef}/t_{ef} = 10,00$ Účinná šířka stěny (pilíře) $b_{ef} = b = 0,50 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru kolmém na rovinu ohybu $h_{ef}/b_{ef} = 4,00$ Štíhlost stěny (pilíře) $\lambda \max(h_{ef}/t_{ef}, h_{ef}/b_{ef}) = 10,00 < 27$ Posouzení štíhlosti: Štíhlost vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "1" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,1} = M_{Ed,1}/N_{Ed,1} = 0,02 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_1 = \max(e_{f,1} + e_{init}; 0,05t) = 0,027 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_1 = 1 - 2(e_1/t) = 0,73$ Návrhová únosnost průřezu "1" $N_{Rd,1} = \Phi_1 b t f_d = 430,60 \text{ kN}$ Nrd,1= 430,60 kN > Ned,m= 68,59 kN Vyhovuje
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru roviny ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,m} = M_{Ed,m}/N_{Ed,m} = 0,069 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo $\Phi_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e_k = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t(e_{f,m} + e_{init})} = 0,002 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e_{mk} = \max(e_{f,m} + e_k + e_{init}; 0,05t) = 0,075 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$ Zmenšující součinitel $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}\right)^2\right] = 0,168$ Návrhová únosnost průřezu "m" ve směru roviny ohybu $N_{Rd,m} = \Phi_m b t f_d = 98,45 \text{ kN}$ Nrd,m= 98,45 kN > Ned,m= 72,99 kN Vyhovuje
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e'_{f,m} = 0,000 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e'_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo $\Phi'_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e'_k = 0,002 \Phi'_{\infty} \frac{h_{ef}}{b_{ef}} \sqrt{b(e'_{f,m} + e'_{init})} = 0,000 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e'_{mk} = \max(e'_{f,m} + e'_k + e'_{init}; 0,05b) = 0,025 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$ Zmenšující součinitel $\Phi'_m = \left(1 - 2 \frac{e'_{mk}}{b}\right) \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{b_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e'_{mk}}{b}}\right)^2\right] = 0,896$ Návrh. únosnost průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu $N'_{Rd,m} = \Phi'_m b t f_d = 525,37 \text{ kN}$ Nrd,m= 525,37 kN > Ned,m= 72,99 kN Vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "2" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,2} = M_{Ed,2}/N_{Ed,2} = 0,04 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_2 = \max(e_{f,2} + e_{init}; 0,05t) = 0,043 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 0,57$ Návrhová únosnost průřezu "2" $N_{Rd,2} = \Phi_2 b t f_d = 333,14 \text{ kN}$ Nrd,2= 333,14 kN > Ned,2= 77,39 kN Vyhovuje
	KONSTRUKCE VYHOVUJE

	4.3. Vnitřní zdívo - nosná - tl.200mm - vápenopisková tvárnice - P20 - 1bm Tvárnice Typ zdíva Vnitřní nosné zdívo Typ cihel Vápenopisková tvárnice Cihla Velkoformátová Pevnostní třída cihly P20 Rozměr cihly D x Š x V (mm) D= 498 Š= 200 V= 498 Normalizovaná pevnost zdícího prvku v tlaku $f_b = \delta \cdot \eta \cdot f_u = 26,00 \text{ Mpa}$ Průměrná pevnost v tlaku $f_u = 20,0 \text{ Mpa}$ Vliv šířky a výšky zdícího prvku $\delta = 1,30$ Vliv vlhkosti $\eta = 1,00$ Skupina zdícího prvku 1 Malta Druh malty Lepidlo pro tenkou spáru Tlaková pevnost malty $f_m = 10,0 \text{ Mpa}$ Materiálové charakteristiky zdíva Plošná hmotnost zdíva $\rho_{ms} = 440,00 \text{ kg/m}^2$ Pevnost zdíva Souč. K podle skupiny zdících prvků a malty $K = 0,80$ Podélná styčná spára NE pak $K = 0,80$ Dílčí souč. bezpečnosti materiálu (dle kategorie) $\gamma_m = 2,20$ Charakteristická pevnost zdíva v tlaku nevzdušeného zdíva daná výpočtem $f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 11,83 \text{ Mpa}$ Charakteristická pevnost zdíva v tlaku nevzdušeného zdíva daná výrobcem $f_k = 12,90 \text{ Mpa}$ Návrhová pevnost zdíva v tlaku $f_d = f_k / \gamma_m = 5,86 \text{ Mpa}$ Geometrie stěny Světlá výška pilíře $h = 2,95 \text{ m}$ $h/L = 0,74$ Šířka celé stěny $L = 4,00 \text{ m}$ Šířka posuzovaného průřezu stěny bez omítky $b = 1,00 \text{ m}$ Tloušťka stěny (pilíře) bez omítky $t = 0,200 \text{ m}$ Zatížení posuzovaného průřezu V hlavě stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží $N_{Ed,1} = 74,56 \text{ kN}$ Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení $M_{Ed,1} = 0,00 \text{ kNm}$ V polovině výšky stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží $N_{Ed,m} = 81,05 \text{ kN}$ Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení $M_{Ed,m} = 0,00 \text{ kNm}$ V patě stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží $N_{Ed,2} = 87,54 \text{ kN}$ Moment od vodorovného a vodorovného návrh.zatížení $M_{Ed,2} = 0,00 \text{ kNm}$ Ověření štíhlosti Účinná výška stěny Stropní (popř.střešní) konstrukce podírající hlavu a patu stěny je: Železobetonová (nebo keramická zmonolitněná) Způsob uložení stropu na stěnu Uložení z obou stran Způsob podepření pilíře (stěny) Podepřeno v úrovni hlavy, paty a podél obou vodorovných okrajů Výstřednost zatížení působícího v hlavě stěny $M_{Ed,1}/N_{Ed,1} = 0,00 \text{ m}$ Součinitel ρ_2 pro stanovení vzpěrné výšky $\rho_2 = 1,00$ Součinitel ρ_n pro stanovení vzpěrné výšky $\rho_4 = 0,60$
Z TABULKY DÁNO!!	
Tab. 5	
Možno dosadit hodnotu přímo od výrobce	
(kolmo na směr ohybu)	
(rozměr ve směru ohybu)	
	
(zadat manuálně)	
(zadat manuálně)	

	Vzpěrná výška stěny (pilíře) $h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,77 \text{ m}$ Účinná tloušťka stěny (pilíře) $t_{ef} = t = 0,20 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru roviny ohybu $h_{ef}/t_{ef} = 8,85$ Účinná šířka stěny (pilíře) $b_{ef} = b = 1,00 \text{ m}$ Štíhlost stěny (pilíře) ve směru kolmém na rovinu ohybu $h_{ef}/b_{ef} = 1,77$ Štíhlost stěny (pilíře) $\lambda \max(h_{ef}/t_{ef}, h_{ef}/b_{ef}) = 8,85 < 27$ Posouzení štíhlosti: Štíhlost vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "1" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,1} = M_{Ed,1}/N_{Ed,1} = 0,00 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_1 = \max(e_{f,1} + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_1 = 1 - 2(e_1/t) = 0,90$ Návrhová únosnost průřezu "1" $N_{Rd,1} = \Phi_1 b t f_d = 1055,45 \text{ kN}$ $N_{rd,1} = 1055,45 \text{ kN} > N_{ed,m} = 74,56 \text{ kN}$ Vyhovuje
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru roviny ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,m} = M_{Ed,m}/N_{Ed,m} = 0,000 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdivo $\Phi_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e_k = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t(e_{f,m} + e_{init})} = 0,000 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e_{mk} = \max(e_{f,m} + e_k + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$ Zmenšující součinitel $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \right)^2 \right] = 0,854$ Návrhová únosnost průřezu "m" ve směru roviny ohybu $N_{Rd,m} = \Phi_m b t f_d = 1001,82 \text{ kN}$ $N_{rd,m} = 1001,82 \text{ kN} > N_{ed,m} = 81,05 \text{ kN}$ Vyhovuje
(tab.9)	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu Výstřednost od návrhového zatížení $e'_{f,m} = 0,000 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e'_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdivo $\Phi'_{\infty} = 1,000$ Výstřednost od dotvarování $e'_k = 0,002 \Phi'_{\infty} \frac{h_{ef}}{b_{ef}} \sqrt{b(e'_{f,m} + e'_{init})} = 0,000 \text{ m}$ Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře) $e'_{mk} = \max(e'_{f,m} + e'_k + e'_{init}; 0,05b) = 0,050 \text{ m}$ Součinitel modulu pružnosti $K_E = 1000$ Zmenšující součinitel $\Phi'_m = \left(1 - 2 \frac{e'_{mk}}{b}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_{ef}}{b_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e'_{mk}}{b}} \right)^2 \right] = 0,900$ Návrh. únosnost průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu $N'_{Rd,m} = \Phi'_m b t f_d = 1055,40 \text{ kN}$ $N_{rd,m} = 1055,40 \text{ kN} > N_{ed,m} = 81,05 \text{ kN}$ Vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "2" Výstřednost od návrhového zatížení $e_{f,2} = M_{Ed,2}/N_{Ed,2} = 0,00 \text{ m}$ Počáteční výstřednost $e_{init} = h_{ef}/450 = 0,004 \text{ m}$ Výstřednost v hlavě $e_2 = \max(e_{f,2} + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$ Zmenšující součinitel $\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 0,90$ Návrhová únosnost průřezu "2" $N_{Rd,2} = \Phi_2 b t f_d = 1055,45 \text{ kN}$ $N_{rd,2} = 1055,45 \text{ kN} > N_{ed,2} = 87,54 \text{ kN}$ Vyhovuje
	KONSTRUKCE VYHOVUJE

	4.4. Vnitřní zdivo - nosná - tl.200mm - vápenopisková tvárnice - P20 - pilíř 750x200x2050 Tvárnice Typ zdiva Typ cihel Cihla Pevnostní třída cihly Rozměr cihly D x Š x V (mm) Normalizovaná pevnost zdícího prvku v tlaku Průměrná pevnost v tlaku Vliv šířky a výšky zdícího prvku Vliv vlhkosti Skupina zdícího prvku Malta Druh malty Tlaková pevnost malty Materiálové charakteristiky zdiva Plošná hmotnost zdiva Pevnost zdiva Souč. K podle skupiny zdících prvků a malty Podélná styčná spára NE pak Dílčí souč. bezpečnosti materiálu (dle kategorie) Charakteristická pevnost zdiva v tlaku nevzdušeného zdiva daná výpočtem Charakteristická pevnost zdiva v tlaku nevzdušeného zdiva daná výrobcem Návrhová pevnost zdiva v tlaku Geometrie stěny Světlá výška pilíře Šířka celé stěny Šířka posuzovaného průřezu stěny bez omítky Tloušťka stěny (pilíře) bez omítky Zatížení posuzovaného průřezu V hlavě stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení V polovině výšky stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení V patě stěny Normálová síla od návrhového zatížení horních podlaží Moment od svislého a vodorovného návrh.zatížení Ověření štíhlosti Účinná výška stěny Stropní (popř.střešní) konstrukce podírající hlavu a patu stěny je: Železobetonová (nebo keramická zmonolitněná) Způsob uložení stropu na stěnu Uložení z obou stran Způsob podepření pilíře (stěny) Podepřeno pouze v úrovni hlavy a paty Výstřednost zatížení působícího v hlavě stěny Součinitel ρ_2 pro stanovení vzpěrné výšky Součinitel ρ_n pro stanovení vzpěrné výšky	Vnitřní nosné zdivo Vápenopisková tvárnice Velkoformátová P20 D= 498 Š= 200 V= 498 fb = $\delta \cdot \eta \cdot f_u = 26,00 \text{ Mpa}$ fu = 20,0 Mpa $\delta = 1,30$ $\eta = 1,00$ 1 Lepidlo pro tenkou spáru fm = 10,0 Mpa $\rho_{mp} = 2200 \text{ kg/m}^3$ $\rho_{ms} = 440,00 \text{ kg/m}^2$ K = 0,80 K = 0,80 $\gamma_m = 2,20$ fk = $K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 11,83 \text{ Mpa}$ f _k = 12,90 Mpa f _d = f _k /γ _m = 5,86 Mpa h = 2,05 m h/L = 2,73 L = 0,75 m b = 0,75 m t = 0,200 m N _{ed,1} = 249,77 kN M _{ed,1} = 0,00 kNm N _{ed,m} = 254,28 kN M _{ed,m} = 0,00 kNm N _{ed,2} = 258,79 kN M _{ed,2} = 0,00 kNm M _{ed,1} /N _{ed,1} = 0,00 m ρ 2 = 1,00 ρ 2 = 1,00
B= 3,35 m Z TABULKY DÁNO!! Tab. 5 Možno dosadit hodnotu přímo od výrobce (kolmo na směr ohybu) (rozměr ve směru ohybu)		

	Vzpěrná výška stěny (pilíře) Účinná tloušťka stěny (pilíře) Štíhlost stěny (pilíře) ve směru roviny ohybu Účinná šířka stěny (pilíře) Štíhlost stěny (pilíře) ve směru kolmém na rovinu ohybu	$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 2,05 \text{ m}$ $t_{ef} = t = 0,20 \text{ m}$ $h_{ef}/t_{ef} = 10,25$ $b_{ef} = b = 0,75 \text{ m}$ $h_{ef}/b_{ef} = 2,73$
	Štíhlost stěny (pilíře)	$\lambda \max(h_{ef}/t_{ef}; h_{ef}/b_{ef}) = 10,25 < 27$
	Posouzení štíhlosti:	Štíhlost vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "1"	
	Výstřednost od návrhového zatížení	$e_{f,1} = M_{Ed,1}/N_{Ed,1} = 0,00 \text{ m}$
	Počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,005 \text{ m}$
	Výstřednost v hlavě	$e_1 = \max(e_{f,1} + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$
	Zmenšující součinitel	$\Phi_1 = 1 - 2(e_1/t) = 0,90$
	Návrhová únosnost průřezu "1"	$N_{Rd,1} = \Phi_1 b t f_d = 791,59 \text{ kN}$
	$N_{rd,1} = 791,59 \text{ kN} > N_{ed,m} = 249,77 \text{ kN}$	Vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru roviny ohybu	
	Výstřednost od návrhového zatížení	$e_{f,m} = M_{Ed,m}/N_{Ed,m} = 0,000 \text{ m}$
	Počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,005 \text{ m}$
	Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo	$\Phi_{\infty} = 1,000$
	Výstřednost od dotvarování	$e_k = 0,002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t(e_{f,m} + e_{init})} = 0,001 \text{ m}$
	Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře)	$e_{mk} = \max(e_{f,m} + e_k + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$
	Součinitel modulu pružnosti	$K_E = 1000$
	Zmenšující součinitel	$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063 \right)^2}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \right) \right] = 0,834$
	Návrhová únosnost průřezu "m" ve směru roviny ohybu	$N_{Rd,m} = \Phi_m b t f_d = 733,94 \text{ kN}$
	$N_{rd,m} = 733,94 \text{ kN} > N_{ed,m} = 254,28 \text{ kN}$	Vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu	
	Výstřednost od návrhového zatížení	$e'_{f,m} = 0,000 \text{ m}$
	Počáteční výstřednost	$e'_{init} = h_{ef}/450 = 0,005 \text{ m}$
	Konečná hodnota souč.dotvarování pro zdívo	$\Phi'_{\infty} = 1,000$
	Výstřednost od dotvarování	$e'_k = 0,002 \Phi'_{\infty} \frac{h_{ef}}{b_{ef}} \sqrt{b(e'_{f,m} + e'_{init})} = 0,000 \text{ m}$
	Výstřednost v polovině výšky stěny (pilíře)	$e'_{mk} = \max(e'_{f,m} + e'_k + e'_{init}; 0,05b) = 0,038 \text{ m}$
	Součinitel modulu pružnosti	$K_E = 1000$
	Zmenšující součinitel	$\Phi'_m = \left(1 - 2 \frac{e'_{mk}}{b}\right) \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\left(\frac{h_{ef}}{b_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{1}{K_E}} - 0,063 \right)^2}{0,73 - 1,17 \frac{e'_{mk}}{b}} \right) \right] = 0,899$
	Návrh. únosnost průřezu "m" ve směru kolmém k rovině ohybu	$N'_{Rd,m} = \Phi'_m b t f_d = 791,11 \text{ kN}$
	$N_{rd,m} = 791,11 \text{ kN} > N_{ed,m} = 254,28 \text{ kN}$	Vyhovuje
	Posouzení únosnosti průřezu "2"	
	Výstřednost od návrhového zatížení	$e_{f,2} = M_{Ed,2}/N_{Ed,2} = 0,00 \text{ m}$
	Počáteční výstřednost	$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,005 \text{ m}$
	Výstřednost v hlavě	$e_2 = \max(e_{f,2} + e_{init}; 0,05t) = 0,010 \text{ m}$
	Zmenšující součinitel	$\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 0,90$
	Návrhová únosnost průřezu "2"	$N_{Rd,2} = \Phi_2 b t f_d = 791,59 \text{ kN}$
	$N_{rd,2} = 791,59 \text{ kN} > N_{ed,2} = 258,79 \text{ kN}$	Vyhovuje
	KONSTRUKCE VYHOVUJE	

POZICE	5. ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE						
	Modul	REAKCE V ULOŽENÍ					
		Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
	1. A, E	0,00	0,00	39,20	0,00	0,00	0,00
	2. B, C, D	0,00	0,00	68,32	0,00	0,00	0,00
	3. 1, 4	0,00	0,00	36,86	0,00	0,00	0,00
	4. 2, 3	0,00	0,00	48,71	0,00	0,00	0,00
	5. PATKA	0,00	0,00	15,00	0,00	0,00	0,00
	Patka pod dřevěným sloupkem						
	PATKA (PAS)						ZEMINA: Rdt= 200 kPa VYHOVÍ ŠÍŘKA B= 500 mm VYHOVÍ ŠÍŘKA B= 500 mm VYHOVÍ ŠÍŘKA B= 500 mm VYHOVÍ ŠÍŘKA B= 500 mm VYHOVÍ ŠÍŘKA B= 500 mm
L1(m)	B1(m)	H1(m)	L2(m)	B2(m)	H2(m)		
1. 1,00	0,50	0,50	1,00	0,30	0,50		
2. 1,00	0,50	0,50	1,00	0,30	0,50		
3. 1,00	0,50	0,50	1,00	0,30	0,50		
4. 1,00	0,50	0,50	1,00	0,30	0,50		
5. 0,50	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00		
ZATÍŽENÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE						POSUDEK	
Rz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	ex (m)	ey (m)	DĚLKA PATKY		
1.	47,60	0,00	0,00	0,00	0,00	VYHOVÍ	
2.	76,72	0,00	0,00	0,00	0,00	VYHOVÍ	VYHOVÍ
3.	45,26	0,00	0,00	0,00	0,00	VYHOVÍ	VYHOVÍ
4.	57,11	0,00	0,00	0,00	0,00	VYHOVÍ	VYHOVÍ
5.	20,25	0,00	0,00	0,00	0,00	VYHOVÍ	VYHOVÍ
POSOUZENÍ KONTAKTNÍHO NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE							
Modul	DLE 1.MS		DLE 2.MS		POSUDEK		
	KONTAKTNÍ NAPĚTÍ σ_n		KONTAKTNÍ NAPĚTÍ σ_d		DLE 1.MS		DLE 2.MS
1.	A, E	95,21	128,53			VYHOVÍ	-
2.	B, C, D	153,45	207,15			VYHOVÍ	-
3.	1, 4	90,52	122,20			VYHOVÍ	-
4.	2, 3	114,22	154,19			VYHOVÍ	-
5.	PATKA	81,00	109,35			VYHOVÍ	-
$\sigma_{n,max}= 153,45 \text{ kPa}$							
POZNÁMKA: Byl proveden geologický průzkum přímo v místě stavby (RNDr. František Medřík, Na Hrádku 2580, 530 02 Pardubice-posudky a průzkumy v inženýrské geologii). "Provedeným průzkumem byly na staveništi 2RD zjištěny jednoduché základové poměry, vhodné pro plošné založení objektu na pasech. Základovou spáru RD1 doporučuji umístit v nezámrzné hloubce 1m pod terémem, kde budou vystupovat jílovité sutě GC. Základovou spáru RD2 v nezámrzné hloubce 1m pod terémem budou tvořit zčásti tytéž sutě GC, zčásti však zvětralé metadrobny R5. Rozdíly v sedání objektu je třeba vhodným opatřením eliminovat". Ve výpočtu je uvažováno s hodnotou Rdt=175-200kPa (pro šířku základu 0,50m) . Spodní část základového pasu bude provedena jako železobetonová, vyztužená podélnou i smykovou výztuží, což eliminuje rozdílné sedání objektu.							
Konec statického výpočtu. Vypracoval: Ing. Jan Jiříček							