

Projektová dokumentace pro společné povolení

D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

D.1.2 c) Statické posouzení

## OBLASTNÍ NEMOCNICE NÁCHOD

### II. ETAPA MODERNIZACE A DOSTAVBY

Objekt (SO 01 - SO03)

Stavebník: KRÁLOVÉHRADECKÝ KRAJ  
Pivovarské náměstí 1245  
500 03 Hradec Králové

Objednatel: DOMY, spol. s r.o.  
Politických vězňů 19  
110 00 Praha 1

Zpracovatel: RECOC, spol. s r.o.  
Seydlerova 2451/8  
Praha 13, 158 00

Projektant: Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Tým: Ing. Milan Klášterka  
Ing. Michaela Blahová  
Ing. Jakub Vrzáň  
Bc. Radek Moucha

## Obsah

1	Soubor použitých norem a literatury	3
1.1	Řada norem ČSN	3
1.2	Technická pravidla České betonářské společnosti ČSSI	4
1.3	Technická pravidla ETA – European Technical Approval	4
1.4	Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů	4
1.5	Doporučení FIP	5
1.6	Zákony a vyhlášky	5
2	Použité podklady a literatura	5
3	Použité programy	6
4	Uvažovaná zatížení (DSP i RDS)	6
4.1	Seismicita	11
5	Použité materiály (DSP i RDS)	11
5.1	Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)	11
5.2	Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1	12
5.3	Předpínací výztuž podle ČSN EN 1992-1-1, DIN 10458-1:2001-07	12
5.4	Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027	12
6	Charakteristika konstrukce	12
6.1	Nosná konstrukce	13
6.1.1	Monolitické konstrukce (SO 01 – SO 03)	13
6.1.1	Ocelová konstrukce – SO 01 – Lávka	13
6.1.2	Ocelová konstrukce – SO 03 – Vstupní hala	13
6.2	Založení stavby	14
6.2.1	Pilotové založení	14
7	Výpočtový model	15
7.1	Výpočetní programy	15
7.2	Celkové modely	15
8	Ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce, posouzení stability konstrukce, stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně založení	15
9	Výpočtové modely železobetonové konstrukce	16
9.1	Lineární výpočet	16
9.2	Protlačení	16
9.3	Posouzení sloupů a trámů	16
9.4	Posouzení plošných prvků	16
9.5	Dynamický výpočet – SEISMICITA	16
10	Výpočetní aparát – FEM výpočty	16
10.1	Program RENEX3D	16
10.1.1	Charakteristika programu	16
10.1.2	Použité prvky	17
10.1.3	Použití programu	17
10.1.4	Dělení na konečné prvky	18
10.1.5	Souřadnicové systémy	18
10.1.6	Interakce s podložím	20
10.1.7	Zatížení a jejich kombinace	20
10.2	Nelineární výpočty	21
10.2.1	Dynamické výpočty	21
10.2.2	Algoritmus dimenzování skořepinových prvků	21
10.2.3	Schéma uživatelsky definovaných průřezů	23
10.2.4	Hromadné posudky tyčových prvků	24
10.3	Programy FINE – geotechnické programy GEO 5	25
10.3.1	Charakteristika programu	25
10.3.2	Návrhové přístupy	25
10.3.3	Součinitelé výpočtu	25
10.3.4	Návrhové situace	25

10.3.5	Výpočty opěrných konstrukcí	25
10.3.6	Stabilitní výpočty	25
10.3.7	Výpočty základů	26
10.3.8	Výpočty pažení a zemních tlaků	26
10.3.9	Použití programu	26
10.4	Programy FINE EC	26
10.4.1	Charakteristika programu	26
10.5	Program SCIA ENGINEER	26
11	Zatěžovací stavy a jejich kombinace	26
11.1	Kombinace podle metodiky EN 1990:2004	26
11.2	Zatížení příčkami	28
11.3	Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D	28
11.4	Uživatелеm definované kombinace	29
12	Vyztužení styku železobetonová stěna deska	30
13	Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005	31
14	Komentář ke grafickým výstupům	31
14.1	Fyzikální vlastnosti	31
14.2	Zatížení	31
14.3	Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)	32
14.4	Výstupy – mezní stavy použitelnosti	32
15	Závěr	33
	Seznam příloh	34

## 1 Soubor použitých norem a literatury

### 1.1 Řada norem ČSN

ČSN 73 0037	Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce – <a href="#">oprava 1, změna 1</a>
ČSN 73 0038:2014	Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení
ČSN 73 1201:2010	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 2401	Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu – <a href="#">změny a, Z2, Z3, Z4</a>
ČSN 73 2604	Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
ČSN EN 206+A2:2021	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 445	Injektážní malta pro předpínací kabely – Zkušební metody
ČSN EN 446	Injektážní malta pro předpínací kabely – Postup injektáže
ČSN EN 447	Injektážní malta pro předpínací kabely – Základní požadavky
ČSN EN 1090-1+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 1090-2+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
ČSN EN 1536+A1	Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí – <a href="#">oprava 1</a>
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – <a href="#">oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2</a>
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – <a href="#">oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru – <a href="#">oprava 1, 2, 3; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem – <a href="#">oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed. A; ed.2 - změna A1</a>
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – <a href="#">oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed. A, - změna A1; ed.2</a>

ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – <a href="#">oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění – <a href="#">oprava 1, 2; změny Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed. A</a>
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení – <a href="#">oprava 1; změny A1, Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – <a href="#">oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - změna A1, Z1</a>
ČSN EN 1992-1-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru – <a href="#">oprava 1; změna NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – <a href="#">oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - oprava 1, změna A1</a>
ČSN EN 1993-1-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla: Navrhování konstrukcí na účinky požáru – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1993-1-8	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků – oprava 1, 2 – <a href="#">změna Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2</a>
ČSN EN 1993-1-11	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků – <a href="#">oprava 1; změna Z1; NA ed. A</a>
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – <a href="#">oprava 1; změna NA ed. A</a>
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy – <a href="#">oprava 1, 2</a>
ČSN EN 1998-1	Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby – <a href="#">oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed. A; ed.2 - změna Z1</a>
ČSN ISO 2394:2016	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
ČSN ISO 13822:2014	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
ČSN EN ISO 12944-05	Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy – Část 5 – Ochranné nátěrové systémy
ČSN EN ISO 14713-1	Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 1: Obecné zásady pro navrhování a odolnost proti korozi
ČSN EN ISO 14713-2	Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 2: Žárové zinkování ponorem

Firemní materiály VSL

Firemní materiály Macalloy

## 1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČSSI

TP 01 Statické výpočty | 1. vydání 2006

TP 03 Pohledový beton | 1. vydání 2009

## 1.3 Technická pravidla ETA – European Technical Approval

TR 023 Assessment of post-installed rebar connections, November 2006

ETA-12/1454 HALFEN HDB Dubelleiste, 18. 12. 2012

ETA-13/0136 JORDAHL Durchstanzbewehrung JDA, 27. 03. 2013

ETA-13/0151 PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung, 17.11.2019

## 1.4 Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů

CEB-FIP Model Code 1990

## CEB-FIB Model Code 2010 – First Complete Draft

### 1.5 Doporučení FIP

FIP Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts, Fib directory 1999

### 1.6 Zákony a vyhlášky

Zákon č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu v platném znění –

Vyhláška č. 499/2006 Sb., Vyhláška o dokumentaci staveb, v platném znění (Vyhláška č. 405/2017 Sb., částka 144 ze 7. 12. 2017 o dokumentaci staveb ve znění Vyhlášky č. 62/2013 Sb. a vyhláška č. 169/2016 Sb.)

## 2 Použité podklady a literatura

- [ 01 ]            Architektonicko-stavební řešení | DOMY, spol. s r.o., Politických vězňů 19, 110 00 Praha 1, Ing. arch. Michal Juha, Ing. arch. Jan Topinka, Ing. Roman Jarosil, Ing. Blanka Handrychová, 06/2023
- [ 02 ]            Podrobný inženýrsko-geologický průzkum – pavilon K, J | CHEMCOMEX Praha, a.s., Elišky Přemyslovny 379, 156 00 Praha 5 – Zbraslav, RNDr. Pavel Polák, 2/2012
- [ 03 ]            Dokumentace stávajících pavilonů B, C, D, E | DOMY, spol. s r.o., Politických vězňů 19, 110 00 Praha 1, archiv nemocnice
- [ 04 ]            FEM, principy a praxe metody konečných prvků | Kolář V., Němec I., Kanický V. | a navazující manuály k programům NEXX.
- [ 05 ]            ČSN P ENV 1992-1-1, část 1.1, čl. A 2.9, str. 334-338
- [ 06 ]            Programy FINE – uživatelské manuály
- [ 07 ]            Manuál k programu RENEX3D | RECOC, spol. s r.o., 2013
- [ 08 ]            Manuál k programu SCIA ENGINEER | Nemetschek Scia s.r.o., 2013
- [ 09 ]            Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures | Reported by ACI Committee 209 | Bažant Z. P., Baweja S.
- [ 10 ]            Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu | Vráblík L.
- [ 11 ]            Předpjaté betonové konstrukce, CERM 2008 | Navrátil J.
- [ 12 ]            Betonové konstrukce (pro cvičení v 7. semestru P) | Vovec Bohumír, Jendele Milan, Filipová Jitka | Ediční středisko ČVUT, Praha 6, Žitná 4, 1990
- [ 13 ]            Výpočet konstrukcí z předpjatého betonu | Žůda Karel | SNTL Praha | 1958
- [ 14 ]            Předpjaté betonové konstrukce | Navrátil Jaroslav | Akademické nakladatelství CERM, 2008
- [ 15 ]            Uživatelský a teoretický manuál programu RENEX3D, verze 7.01 | RECOC, spol. s r.o., 02.2019
- [ 16 ]            Modelování železobetonových skořepin s uvažováním nelineárního chování materiálu | Disertační práce, Smutek M. | VŠB TU Ostrava | 07.2006.
- [ 17 ]            Pfeiffer Uwe, Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung | 2004 | ISBN 3-86537-298-8.
- [ 18 ]            Studie nového modelu podloží staveb | Kolář V., Němec I. | Academia Praha 1986
- [ 19 ]            Návrh pilotového založení | Čeněk a Ježek s.r.o. | 10/2012
- [ 20 ]            Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů | Zoufal R. a kol. | PAVUS, a.s. | 2009
- [ 21 ]            Vegetační střechy a jejich statické požadavky | časopis Stavebnictví | 04/22 | Vejvara Luděk, Ing., PhD.

### 3 Použité programy

Programy RENEX  
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON  
FINE  
Tabulkové procesory Excel  
SCIA ENGINEER

© FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,  
© RECOC, spol. s r.o.,  
© FINE s.r.o.  
© RECOC, spol. s r.o.  
Nemetschek Scia s.r.o., 2013

### 4 Uvažovaná zatížení (DSP i RDS)

Zatížení jsou uvažována podle podkladů převzatých z [ 01 ] a z příslušných norem ČSN EN 1991-1-1 až 1991-1-7. Přehled zatížení je uveden v příloze tohoto výpočtu.

Podklady pro stanovení stálých zatížení nebyly objednatelem poskytnuty. Pro účel tohoto stupně byla stálá zatížení stanovena empiricky a odsouhlasena objednatelem (viz příloha 01).

Užitná zatížení byla převzata normovými hodnotami z Tabulky 6.2(CZ), 6.8(CZ) a 6.10(CZ) ČSN EN 1991-1-1. Tíhy přemístitelných příček byly přidány do užitného plošného zatížení.

**Tabulka 6.2(CZ) – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb**

Kategorie zatěžovaných ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>kategorie A</b>		
– stropní konstrukce	1,5	2,0
– schodiště	3,0	2,0
– balkóny	3,0	2,0
<b>kategorie B</b>	2,5	4,0
<b>kategorie C</b>		
– C1	3,0	3,0
– C2	4,0	4,0
– C3	5,0	4,0
– C4	5,0	7,0
– C5	5,0	4,5
<b>kategorie D</b>		
– D1	5,0	5,0
– D2	5,0	7,0

**Tabulka 6.8(CZ) – Užité zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla**

Kategorie dopravních ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie F</b> Celková tíha vozidla: ≤ 30 kN	2,5	20
<b>Kategorie G</b> 30 kN < celková tíha vozidla ≤ 160 kN	5,0	120

**NA.2.9 Článek 6.3.4.2 Střechy – Hodnoty zatížení, odstavec (1)**

Pro stanovení užitných zatížení střeš kategori H se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.10(CZ). Předpokládá se, že rovnoměrné zatížení  $q_k$  působí na ploše  $A = 10 \text{ m}^2$ . Viz také 3.3.2(1).

**Tabulka 6.10(CZ) – Užité zatížení střeš kategori H**

Střecha	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie H</b>	0,75	1,0

**NA.2.10 Článek 6.4 Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn, odstavec (1) (tabulka 6.12)**

Pro stanovení charakteristických hodnot přímkového zatížení  $q_k$  se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.12(CZ).

**Tabulka 6.12(CZ) – Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn**

Zatěžované plochy	$q_k$ [kN/m]
<b>Kategorie A</b>	0,5
<b>Kategorie B a C1</b>	1,0
<b>Kategorie C2 – C4 a D</b>	1,0
<b>Kategorie C5</b>	5,0
<b>Kategorie E</b>	2,0 <sup>1)</sup>
<b>Kategorie F</b>	viz příloha B
<b>Kategorie G</b>	viz příloha B

<sup>1)</sup> Tato hodnota se u užitných ploch kategori E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvýší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 V, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem  $s_k = 0,7 \text{ kPa}$ .

Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 II, tedy výchozí základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ .

Teplotní zatížení se řídí zejména Tabulkou 5.1(CZ) normy ČSN EN 1991-1-5:2005.

**Tabulka 5.2(CZ) – Informativní teploty  $T_{out}$  u nadzemních částí pozemních staveb**

Období	Významný vliv		Teplota $T_{out}$ ve °C	
			S, V, SV	J, Z, JZ a H
léto	relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	0,5 povrch jasně světlý	$T_{max} + 0\text{ °C}$	$T_{max} + 18\text{ °C}$
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2\text{ °C}$	$T_{max} + 30\text{ °C}$
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + 4\text{ °C}$	$T_{max} + 42\text{ °C}$
zima			$T_{min}$	
POZNÁMKA Hodnoty maximální (minimální) teploty vzduchu ve stínu $T_{max}$ ( $T_{min}$ ) se pro místo stavby určí z národních map izoterm.				

**Tabulka 5.3(CZ) – Informativní teploty  $T_{out}$  pro podzemní části pozemních staveb**

Období	Hloubka pod úrovní terénu	Teplota $T_{in}$ ve °C
léto	menší než 1 m	$T_6 = 10\text{ °C}$
	větší než 1 m	$T_7 = 5\text{ °C}$
zima	menší než 1 m	$T_8 = -6\text{ °C}$
	větší než 1 m	$T_9 = -3\text{ °C}$

## Zatížení vegetačními střechami

▼ Tab. 1 Ukázka tloušťky vybraných skladeb pro vegetační střechy

Typ střechy	Typ vegetace	Tloušťka vegetace min. cca [mm]	Tloušťka substrátu [mm]	Tloušťka dalších vrstev [mm]	Celková tloušťka souvrství bez vegetace [mm]
Extenzivní střecha	rozchodníky, nízké suchomilné traviny a byliny	20	80	20	100
Extenzivní střecha s instalovanou fotovoltaikou	rozchodníky, nízké suchomilné traviny a byliny	20	100	25	125
Extenzivní luční střecha	rozchodníky, vyšší suchomilné traviny a byliny	20	150	40	190
Jednoduchá intenzivní střecha	trávník	20	250	60	310
Náročnější intenzivní střecha	keře, stromy	–	500	60	560

▼ Tab. 2 Příklad navýšení zatížení 1 m<sup>2</sup> vegetační střechy a střechy bez vegetace v kN/m<sup>2</sup>

Popis vrstev střechy	Pouze krytina [kN/m <sup>2</sup> ]	S násypem 60 mm štěrku [kN/m <sup>2</sup> ]	Extenzivní 100 mm substrátu [kN/m <sup>2</sup> ]	Intenzivní 150 mm substrátu [kN/m <sup>2</sup> ]	Intenzivní 300 mm substrátu Užitné zatížení 1,5 [kN/m <sup>2</sup> ]	Intenzivní 300 mm substrátu Užitné zatížení 3,0 [kN/m <sup>2</sup> ]
Nenosné konstrukce střechy (krytina + lehká izolace + podhled)	Konstantní 1,0	Konstantní 1,0	Konstantní 1,0	Konstantní 1,0	Konstantní 1,0	Konstantní 1,0
Nosná konstrukce ŽB deska 200 mm a 220 mm	Konstantní 5,0	Konstantní 5,0	Konstantní 5,0	Konstantní 5,0	Zesílená 5,50	Zesílená 5,50
Násyp kačírskem, štěrkem 60 mm (1 850 kg/m <sup>3</sup> )		1,11				
Substrát (1 100 kg/m <sup>3</sup> )			1,1	1,65	3,3	3,3
Užitné zatížení	0,75	0,75	0,75	0,75	1,5	3,0
Sníh – oblast I: 0,7 kN/m <sup>2</sup> s redukcí $\psi$ : 0,7*0,5, kombinace s užitným zatížením	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Vrstvy střechy + užitné zatížení + sníh	1,10	2,21	2,20	2,75	5,15	5,15
Zatížení celkem [kN/m <sup>2</sup> ]	<b>7,10</b>	<b>8,21</b>	<b>8,20</b>	<b>8,75</b>	<b>11,65</b>	<b>13,5</b>
Navýšení v %	<b>100</b>	<b>115,6</b>	<b>115,5</b>	<b>123,2</b>	<b>164,1</b>	<b>185,2</b>

▼ Tab. 3 Hodnoty zatížení vybraných konkrétních skladeb vegetačních střech v kN/m<sup>2</sup> (podle SZÚZ)

Typ střechy	Typ vegetace	Zatížení vegetací [kN/m <sup>2</sup> ]	Tloušťka substrátu [mm]	Zatížení v [kN/m <sup>2</sup> ] při objemové hmotnosti substrátu 1 450 [kg/m <sup>3</sup> ]	Celkové zatížení souvrství vč. vegetace při nasyceném stavu [kN/m <sup>2</sup> ]
Extenzivní střecha	rozchodníky, nízké suchomilné traviny a byliny	0,1	80	1,28	1,5
Extenzivní střecha s instalovanou fotovoltaikou	rozchodníky, nízké suchomilné traviny a byliny	0,1	100	1,6	1,9
Extenzivní luční střecha	rozchodníky, vyšší suchomilné traviny a byliny	0,2	150	2,4	2,8
Jednoduchá intenzivní střecha	trávník	0,35	250	3,99	4,9
Náročnější intenzivní střecha	keře, stromy	0,6	500	7,98	9,1

▼ Tab. 4 Potřeby výšek souvrství pro různé typy vegetačních střeš a rostlin podle dokumentu Svazu zakládání a údržby zeleně (SZÚZ) s názvem Vegetační souvrství vegetačních střeš – standardy pro navrhování, provádění a údržbu z roku 2019 (zdroj: SZÚZ)

		Mocnost souvrství využitelná pro kořenění rostlin [mm]	40	60	80	100	120	150	180	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1 000	1 250	1 500	2 000
Způsoby ozelenění a formy vegetace	Extenzivní vegetační střešy	Rozchodníky	■	■	■																			
		Rozchodníky – trvalky		■	■	■																		
		Rozchodníky – byliny – trávy				■	■	■																
		Trávy – byliny					■	■	■	■	■													
	Polointenzivní vegetační střešy	Trávy – byliny					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Trvalky					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Trvalky – dřeviny						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Dřeviny							■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	Intenzivní vegetační střešy	Trávník					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Nízké trvalky a keře					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Středně vysoké trvalky a keře						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Vysoké trvalky a keře							■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Velké keře a malé stromy								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Sřední až vyšší stromy																		■	■	■	■	■
		Velké stromy																				■	■	■

▼ Tab. 5 Přehled střešních substrátů a jejich objemové hmotnosti. Údaje jsou získány od odborné sekce Zelené střešy při SZÚZ, z technických listů materiálů.

Přehled střešních substrátů			Objemová hmotnost	
Výrobce	Typ substrátu	Složení	Suchý stav [kg/m³]	Nasycený stav [kg/m³]
Acre	extenzivní	spongilit, liadrain, rašelina, drcený expandovaný jíl	650–800	850–1 300
Acre	intenzivní	spongilit, drcený expandovaný jíl, rašelina, zemina	800–1 000	1 250–1 650
AgroCS	extenzivní	zeolit, ne/drcený jíl, rašelina, kůrový kompost	600	1 150
AgroCS	intenzivní	zeolit, ne/drcený jíl, rašelina, kůrový kompost	800	1 300
Bauder	extenzivní	expandovaná břídllice, láva, pemza	700–750	1 050–1 100
Bauder	intenzivní	expandovaná břídllice, láva, pemza	750–800	1 200–1 250
BBCom	extenzivní	drcený liapor, cihelná drť, struskové kamenivo, kompost, dolomitický vápenec	475	620–1 020
BBCom	intenzivní	liadrain, cihelná drť, struskové kamenivo, kompost, dolomitický vápenec	534	660–1 145
Optigrün	extenzivní	expandovaná břídllice, láva, pemza, keramzit, cihelná drť, kompost	750	1 450–1 800
Optigrün	intenzivní	expandovaná břídllice, láva, pemza, keramzit, cihelná drť, kompost, perlit	830	1 560
Vulkatec	extenzivní	láva, pemza, kompost, xylit, augit, olivín, magnetit, limonit, biotit	950–1 000	1 450–1 550
Vulkatec	intenzivní	láva, pemza, kompost, xylit, augit, olivín, magnetit, limonit, biotit	900–1 000	1 400–1 600
ZIDA	extenzivní	vulkanická sypanina, přírodní porézní sypanina, zelený kompost, lignit, praný písek	950–1 050	1 550
ZIDA	intenzivní	vulkanická sypanina, přírodní porézní sypanina, zelený kompost, lignit, praný písek	890–950	1 650
Isover	extenzivní	hydrofilní minerální vlna	76	1 003
Isover	intenzivní	hydrofilní minerální vlna	120	1 027

Zatížení a jejich kombinace byly generovány dle platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991:

- Stálé zatížení představuje vlastní tíha konstrukce automaticky generovaná programem z průřezových charakteristik a z průměrné objemové hmotnosti použitého materiálu.
- Ostatní stálé zatížení ve svislém směru je reprezentováno skladbami kompletačních konstrukcí a jsou uvedeny v příloze statického výpočtu (Příloha 01)
- Proměnná zatížení jsou rozdělena na užitná a klimatická:
  - Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ v V. sněhové oblasti, pro kterou platí normová hodnota  $s_k=2,5$  kPa (souč. expozice 1,0, tep. souč. 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8, tj. na střechách  $2,0$  kN/m<sup>2</sup>; souč. zatížení pro zatížení sněhem je  $\gamma = 1,5$ ).
  - Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“ z hlediska klimatických zatížení větrem je objekt zařazen do II. větrové oblasti s referenční rychlostí větru  $v_{b,0} = 25$  m/s a terénu kategorie III; součinitel zatížení pro zatížení větrem je u objektu  $\gamma = 1,5$ .
  - Zatížení zemním tlakem - je uvažován zemní tlak v klidu, součinitel zatížení je uvažován hodnotou  $\gamma = 1,5$ .
- užitná:
  - viz příloha statického výpočtu (Příloha 10)

#### 4.1 Seismicita

Součinitel významu navrhované budovy je dle ČSN EN 1998-1 IV (nemocnice), nachází se oblasti referenčního špičkového zrychlení  $a_{gr} = 0,06$  (pro skalní podloží – typ A). Provedena byla modální analýza a konstrukce byla zatížena příslušným seismickým spektrem.

Součinitel duktility  $q = 1,6$

Třída duktility M dle 5.2.2.2 tab. 5.1 (Rámový a duální systém, systém sdružených stěn)

Součinitel dle 5.2.2.1 (a) 1,5

Součinitel dle 5.2.2.2 (3) 0,8,  $\alpha_1 / \alpha_2 = 1,0$

**Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je bezpodmínečně nutné provedení podrobného a dostatečně hlubokého IGP a zařídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.**

## 5 Použité materiály (DSP i RDS)

Ve výpočtech jsou použity následující fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů. Moduly pružnosti jsou uvažovány tabulkovými hodnotami, pokud není ve výpočtu výslovně uvedeno jinak. Pokud by se na stavbě z libovolného důvodu nepodařilo těchto teoretických hodnot dosáhnout, je nutno informovat statika a s největší pravděpodobností provést přepočty s hodnotami garantovanými dodavatelem betonové směsi.

Při posuzování starých konstrukcí je postupováno podle normy ČSN ISO 13822:2005 Zásady navrhování – Hodnocení existujících konstrukcí, Tabulky NC.1 – NC.8. Norma byla nahrazena normou ČSN ISO 13822:2014, ve které však byly tyto tabulky vypuštěny.

### 5.1 Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)

Značka	EN 206	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]
C25/30	C25/30	33	2,6	31	2500
C30/37	C30/37	38	2,9	33	2600
C35/45	C35/45	43	3,2	34	2600
C40/50	C40/50	48	3,2	35	2600

Poissonova konstanta 0,2 Součinitel tepelné roztažnosti  $10,10^{-6}K^{-1}$

## 5.2 Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1

Značka	$f_{yk}$ [MPa]	$F_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
B 500B	500	434,8	200
KARI	500	434,8	200
BSt 550	550	478,3	200

## 5.3 Předpínací výztuž podle ČSN EN 1992-1-1, DIN 10458-1:2001-07

Značka	Profil [mm]	$F_{pk}$ [MPa]	$F_{pd}$ [MPa]	$E_p$ [GPa]
St1670/1860	12,9	1860	1617	195
St1570/1770	15,7	1770	1539	200
St1670/1860	15,7	1860	1617	200
St1570/1770	15,5	1770	1539	200
St1570/1770	15,3	1770	1539	200

## 5.4 Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027

Třída oceli	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
Tloušťka [mm]	< 40		40–80		
S 235	235	360	215	360	210
S 355	355	490	335	470	210
Poissonova konstanta	0,3		Součinitel tepelné roztažnosti		$12,10^{-6}K$

## 6 Charakteristika konstrukce

Předmětem návrhu je nová budova Oblastní nemocnice Náchod. Ta nahradí dva stávající pavilony D a E. Celý areál sestává ze tří stavebních objektů, které jsou vzájemně propojeny dispozičně i konstrukčně. Půdorysně lze celý komplex vepsat do obdélníka 87,05 x 66,90 m.

Dominantními architektonickými i konstrukčními prvky budovy jsou vykonzolované části objektu, které půdorysně vystupují v úrovni stropní desky 5.NP. Na východní straně objektu o 8,34 m, a na západní straně o 5,76 m. Ve vykonzolovaných podlažích (6.NP + 7.NP) je celková délka objektu 101,15 m. Objekt má maximálně 8 nadzemních podlaží.

Pod úroveň terénu je umístěna západní stěna objektu, a to až do úrovně stropní desky 3.NP. Ze všech ostatních stran je objekt obklopen stávajícími budovami (A / B / C / K), ze severní strany je výškový rozdíl vytvořen vysokou opěrnou stěnou.

Opěrná stěna je neoddělitelnou součástí navrhovaného celku. Situovaná je na severní straně objektu a vysoká je až 12 m. Tato je předběžně uvažována jako převrtávaná pilotová stěna, kotvená trvalými kotvami. Konstrukce nebyla s ohledem na chybějící IGP (viz níže) podrobně navržena a její návrh bude proveden v dalším stupni projektové dokumentace po doplnění podrobného IGP.

Dále je navržena propojovací ocelová lávka mezi objektem D a stávajícím pavilonem K.

Jihozápadní část objektu (SO 03) dotváří ocelová hala, půdorysně ve tvaru písmene „L“. Ta svým půdorysem zasahuje nad konstrukci stávajícího pavilonu K (SO 11).

## 6.1 Nosná konstrukce

### 6.1.1 Monolitické konstrukce (SO 01 – SO 03)

Nosnou konstrukci objektu tvoří monolitický skelet založený na základové desce podpírané velkopřůměrovými pilotami. Alespoň takový je z hlediska založení předpoklad. V době zpracování dokumentace nebyl dostupný dostatečně podrobný IGP a je tedy nutné jej doplnit v dalším stupni projektové dokumentace a způsob založení upřesnit.

Stabilitu objektu zajišťují tři komunikační jádra, která prochází vždy přes všechna podlaží a jsou rovnoměrně rozmístěna po objektu v podélném směru (východ / střed / západ). Obsahují celkem 9 výtahových šachet, 5 instalačních šachet a dvě schodišťová jádra (východ, západ).

Konstrukční systém budovy je převážně sloupový, doplněný o ztužující objektová jádra. Stropní desky působí ve dvou směrech. V 1.NP – 3.NP jsou doplněny částí plných obvodových a suterénních stěn.

V místech velkých rozponů a tam, kde je přerušena kontinuita svislých nosných prvků jsou navrženy stropní desky předepnuté systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky a kotvami. Lokálně jsou též doplněny průvlaky a trámy.

**S ohledem na rozdílnost podlažnosti hlavního objektu (SO01) a vstupní haly (SO03), a dále také jihovýchodní části objektu (mezi osami 8-11/G-O) lze předpokládat, že tyto části objektu bude nutné konstrukčně zcela oddělit (oddilátovat). Jako alternativa se nabízí vybudování této části konstrukce až po dokončení všech monolitických konstrukcí SO01. Bude podrobně navrženo po doplnění podrobného a dostatečně hlubokého inženýrskogeologického průzkumu v rámci dalšího projekčního stupně.**

### 6.1.1 Ocelová konstrukce – SO 01 – Lávka

Objekt SO01 spojovací lávky je konstrukčně řešen jako prostorová ocelová příhradová konstrukce obdélníkového průřezu. Průřez lávky má základní osové rozměry 2750 mm x 3500 mm a délka je pak 19500 mm. Spodní dva podélné pasy jsou navrženy z profilu IPE 360, horní z HEB 160. Lávka je ve čtvrtinách délky příčně ztužena obdélníkovými tuhými rámy z profilu HEB 160 a svařovanými jekly o vnějších rozměrech a tloušťkách plechů 230x12 / 80x15 mm a 310x12 / 80x15 mm. Svislé diagonály jsou z profilů TR 101,6x16. Vodorovné příhrady jsou profilů IPE160 a diagonál TR70x3,6. Pro uložení lávek do okolních objektu je využito zesílení a rám z profilů HEB200. Všechny ocelové prvky budou provedeny z oceli třídy S355.

Jako nosná část podlahy a střechy je použit trapézový plech TR50/250/0,88.

Lávka je uložena v severní části do nového objektu kloubově pevně, v její podélné ose za použití ložisek. Uložení bude provedeno pouze u horní části, spodní část bude vertikálně oddilátována, spodní část bude zajištěna pouze na vodorovné účinky v příčném směru. Detail uložení, který bude podrobně navržen v dalším projekčním stupni, může mít dopad do tvaru monolitické konstrukce. V jižní části je lávka uložena kloubově do roznášecího rámu s uvolněním posunu v podélném směru lávky, aby rám nebyl přitížen bočními silami. Rám bude zakotven do stávajícího objektu, který musí být na nové uložení podrobně posouzen a stavebně upraven.

### 6.1.2 Ocelová konstrukce – SO 03 – Vstupní hala

Ocelové konstrukce zastřešení SO 03 lze rozdělit na dvě zasklená atria, zavěšené lávky a dvojici výtahových šachet.

#### 6.1.2.1 1. Atrium

První atrium je tvořeno ocelovou jednodílnou rámovou konstrukcí o rozponu 12 948 mm a proměnným rozpětím rámu v rozmezí 4800 mm – 6935 mm v rozmezí os B-D a 6-10. Kotvení sloupů je většinou řešeno na úrovni 0,000 a v místech železobetonových stropů. Střecha je provedená pultově ve výškách 9,950m až 11,130m.

Pro funkční statické schéma konstrukce je nutné její spolupůsobení s železobetonovými konstrukcemi na úrovni patra ve výšce 3,5m. Bez tohoto spolupůsobení není konstrukce samostatně funkční a hrozí ztráta její stability. Tomuto požadavku je nutné přizpůsobit postup výstavby a vyvarovat se zásahům v budoucích úpravách a rekonstrukcích.

Nosné rámy jsou tvořeny svařovanými obdélníkovými průřezy. Sloupy mají vnější rozměr 560 x 250 mm a horní rámová příčel 660 x 250 mm. Síla plechů se v každém rámu může lišit dle umístění a místního zatížení. Podélně jsou rámy propojeny pomocí vaznic z jeklů 400x200x8. Ke stabilizaci a ztužení se pak používají čtvercové profily z jeklů 80x8. Všechny styky prvků konstrukce jsou navrženy tuhé, aby přenášely ohybové momenty.

Jižní část konstrukce ocelové haly svým půdorysem přesahuje navrhovanou novostavbu a tři rámové vazby směrem od jihu jsou umístěny mimo její půdorysný rozsah.

#### 6.1.2.2 2. Atrium

Druhé atrium je tvořeno rámovou konstrukcí s jedním sloupem a pultovým střešním vazníkem který je na druhé straně kloubově uložen na železobetonový objekt. Pro toto uložení bude v železobetonové konstrukci provedena příprava. Atrium se rozkládá mezi osami 6-8 a D-H. Sloupy jsou uloženy na úrovni 0,000 m a střecha je ve výšce 6,796 m-7,790 m. Rámy mají rozpětí 11,5m a jsou umístěny v osách po rozteči 6,6 m. Mezi osou G a H je konstrukce šikmo ukončena.

Konstrukce je tvořena svařovanými jekly o vnějších rozměrech a tloušťkách plechů 670x20, 250x35 mm pro vazníky a 560x15, 250x25 mm pro sloupy. Rámy jsou doplněny o vaznice z jeklů 300x150x8 a svařované okapové vaznice 300x15, 250x20 mm. Pro stabilizaci a ztužení je využito jeklů 80x8. Všechny styky prvků konstrukce jsou navrženy tuhé, aby přenášely ohybové momenty.

#### 6.1.2.3 Zavěšené lávky

Na konstrukce atrií jsou zavěšeny v úrovních 3,500 a 7,350 m pochozí lávky. Lávky jsou osových šířek 3,375 m - 2,825 m dle dispozice. Lávky se nacházejí mezi osami 6-9, B-H. Konstrukce lávek se skládá z podélných krajních jeklů 250x150x8 propojených mezi sebou profily IPE180. Konstrukce je zavěšena na rámech atrií pomocí táhel z jeklu 60x4. V úrovni podlah jsou lávky místy diagonálně ztuženy pomocí L50x5.

Jako nosná část podlahy je použit trapézový plech TR50/250/0,88.

#### 6.1.2.4 Atrium - výtahy

U průřezu os 6, B-D jsou umístěny konstrukce pro výtahy. Konstrukce je půdorysně obdélníkového tvaru s vnitřním čistým otvorem 1850x1960 mm. Konstrukce je navržena z jeklů 140x70x8, 140x70x5 a 140x70x4.

Přesné vertikální dělení vychází z požadavků konkrétního druhu výtahu a bude muset být přizpůsobeno dle konkrétního technologického požadavku.

Výtahy budou po své výšce kotveny do železobetonové konstrukce objektu.

## 6.2 Založení stavby

### 6.2.1 Pilotové založení

Objednatel byl poskytnut inženýrsko-geologický průzkum [ 02 ], který byl zhotoven pro účel návrhu stávajících pavilonů K, J. Tento je pro návrh založení nového pavilonu hluboce nedostačující.

Z tohoto důvodu byl pro návrh založení proveden pouze předběžný výpočet reakcí (viz příloha 11 statického výpočtu) pro piloty. Samotné piloty nebyly navrženy. Předběžný návrh založení byl proveden s využitím empirických vztahů. Vychází z předpokladu omezení napětí na hlavě piloty < 6 MPa, pro II. MS. Sedání pilot je uvažováno 10 mm pro charakteristickou kombinaci MSP. Dle velikostí reakcí se bude jednat o piloty

průměru 1200 mm prakticky pod celým půdorysným rozsahem SO 01 (v místech kde je podlažnost 7.NP a 8.NP). Ve zbytku bude pravděpodobně možné navrhnout piloty menšího průměry (900 mm / 600 mm).

**Pro potvrzení proveditelnosti návrhu a další stupně projektové dokumentace je bezpodmínečně nutné doplnění podrobného a dostatečně hlubokého inženýrskogeologického průzkumu.**

**Tento může mít zásadní dopad do konstrukčního systému budovy, tvarového řešení, případně rozdělení budovy do dilatačních celků. Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je nutné zařídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.**

Vysokou pozornost v rámci dalšího stupně dokumentace je potřeba věnovat přesnému zaměření skutečného stavu navazujících objektů vč. jejich založení. V některých částech konstrukce (např. podél osy B, O, 11 a dalších) může být problematické provádění pilot v požadované a z hlediska statického návrhu ideální pozici. Stejně tak se mohou objevit kolizní místa s konstrukcemi stávajících objektů.

V takovém případě mohou být nutné tvarové a konstrukční úpravy ZD, 1.NP, případně dalších navazujících podlaží.

## 7 Výpočtový model

### 7.1 Výpočetní programy

Výpočty nosné byly obecně prováděny metodou konečných prvků (Finite Element Method) programem RENEX3D. Výpočty ocelových konstrukcí byly obecně prováděny metodou konečných prvků programem SCIA Engineer více viz kapitola 9.

Výpočty byly prováděny jednak na celkových modelech konstrukce, jednak na jejích výsecích. Byly použity 1D prvky (pro trámy a sloupy), 2D skořepinové prvky pro modelování stropních desek a stěn. Kabely předpínací výztuže byly modelovány speciálními prvky, které zohledňují chování konstrukce.

### 7.2 Celkové modely

Celkové modely konstrukce modelují provozní stavy budovy ve stádiu užívání. Opisy vstupních dat výpočtu, jako jsou fyzikální parametry jednotlivých konstrukcí, geometrie konstrukce a její zatížení, jsou uvedeny v samostatných přílohách. **S ohledem na chybějící IGP nebyla uvažována interakce mezi základovou půdou a budovou. Piloty byly modelovány jako pevné podpory pro prvotní ověření nosné konstrukce a jako pružiny pro dynamické výpočty. Vlastní tíha základové desky byla zanedbána.**

**V dalším stupni projektové dokumentace bude nutné výpočetní model upřesnit a podpory vymodelovat pomocí pružin s příslušnou tuhostí, které budou simulovat chování pilot. Tato změna modelu může vyvolat úpravy dimenzí jednotlivých prvků.**

## 8 Ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce, posouzení stability konstrukce, stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně založení

Na celkových i dílčích výpočtových modelech bylo ověřeno základní koncepční řešení nosné konstrukce na základě podkladů převzatých z [ 01 ]. Konstrukce byla dále posouzena i z hlediska celkové stability. V rámci tohoto stupně projektové dokumentace (DSP) byly nadimenzovány a posouzeny hlavní nosné prvky konstrukce a rozhodující uzly včetně protlačení stropních desek. Jednotlivé průřezy nosných konstrukcí jsou prezentovány v grafické části tohoto statického posudku a ve výkresové dokumentaci.

## 9 Výpočtové modely železobetonové konstrukce

### 9.1 Lineární výpočet

Pro výpočet vnitřních sil byl proveden lineární výpočet se shora uvedeným podepřením. Kombinace byly řešeny jednak symbolickými rovnicemi podle ČSN EN 1990, jednak uživatelsky zadanými kombinacemi. Opis kombinací je uveden v přílohách statického posouzení.

### 9.2 Protlačení

Návrh výztuže vzdorující protlačení stropní deskou byl proveden na základě rozdílu minimální normálové síly v patě sloupu a zhlaví sloupu patra pod. Samotné posouzení bylo provedeno v rámci software RENEX3D

### 9.3 Posouzení sloupů a trámů

Sloupy a trámy byly posouzeny pomocí hromadného posudku, který je součástí programu RENEX 3D (teoretický popis hromadného posudku viz 10.2.4).

V grafické příloze je opis vstupních údajů (interakční diagramy, vnitřní síly) pro hromadné posouzení sloupů. Grafickým výstupem je pro každý sloup jeho interakční diagram a po průřezu průběh maximálního využití průřezu při nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil získaných podle metodiky ČSN EN 1990:2002.

### 9.4 Posouzení plošných prvků

Výztuž plošných prvků ať již stěn či desek je navržena na dimenzační vnitřní síly v plochách potřebné výztuže.

### 9.5 Dynamický výpočet – SEISMICITA

S ohledem na součinitel významu navrhované budovy je dle ČSN EN 1998-1 IV (nemocnice), která se nachází oblasti referenčního špičkového zrychlení  $a_{gr} = 0,06$  (pro skalní podloží – typ A). Byla provedena modální analýza a konstrukce byla zatížena příslušným seismickým spektrem.

V prvním kroku byla provedena modální analýza konstrukce na celkovém výpočetním modelu. Piloty byly modelovány pružinami s příslušnou tuhostí, tedy takovou, při které je deformace pro 2.MS přibližně 10 mm (500 MN/m).

Ve vodorovných směrech „X“ a „Y“ bylo stanoveno prvních 30 vlastních tvarů konstrukce, přičemž suma celkové kmitající hmoty byla bezpečně > 90 % hmoty celkové. Pro svislý směr „Z“ bylo potřeba stanovit prvních 80 vlastních tvarů. Výpis vlastních tvarů (viz příloha 06).

Následně byla vygenerováno příslušné zatěžovací spektrum dle ČSN EN 1998-1, proveden dynamický výpočet a posouzení jednotlivé konstrukční prvky (viz příloha 12).

**Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je bezpodmínečně nutné provedení podrobného a dostatečně hlubokého IGP a zatřídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.**

## 10 Výpočetní aparát – FEM výpočty

### 10.1 Program RENEX3D

#### 10.1.1 Charakteristika programu

Konstrukce jako celek, její dílčí části nebo části dané postupem výstavby jsou řešeny metodou konečných prvků, konkrétně programem RENEX3D. Program RENEX3D používá řešiče a matematický aparát vyvinutý prof. Dr. Ing. Vladimírem Kolářem DrSc., doc. Ing. Ivanem Němcem CSc. a řadou dalších statiků a matematiků v Dopravoprojektu Brno jako programy řady NEXX. Jeho vývoj v současné době pokračuje ve firmě FEM

Consulting Brno. Řešiče jsou použity i v programech řady NEXIS, ESA a Dlubal Software. Vyznačují se značnou robustností a obrovskou numerickou stabilitou. Obstojí i ve srovnání s programy jako je ANSYS, DIANA a MARC, v lecčem je dokonce předčí. Metoda konečných prvků umožňuje řešení velkých a složitých konstrukcí s prakticky libovolnými okrajovými podmínkami mj. svojí stabilitou a robustností použitých řešičů. Model používá konečné prvky v deformační variantě. Obecně lze říci, že MKP je zobecněná Ritz-Galerkinova variační metoda, užívající básových funkcí s malým kompaktním nosičem, úzce spjatým se zvoleným rozdělením řešené oblasti na konečné prvky.

Ve výpočtu jsou použity plošné 2D prvky, které v sobě zahrnují membránový a ohybový stav namáhání. Použitý model umožňuje libovolnou kombinaci popsaných 2D prvků s prvky jednorozměrnými, ale i prostorovými. Jednorozměrné, tedy prutové prvky, mohou být připojovány excentricky ke střednicové rovině plošného prvku. Dále jdou použity i prvky prostorové, tzv. bricky.

### 10.1.2 Použité prvky

Pro systém NEXX byl nejprve vyvinut vlastní trojúhelníkový prvek s maticí tuhosti řádu 27, mající v každém vrcholu všech 6 stupňů volnosti bodu Cosseratova 2D kontinua a ve středech stran po třech stupních volnosti. Průběhy rotací jsou podél stran linearizovány. K tomuto prvku byl vyvinut plně kompatibilní 1D prvek s maticí tuhosti řádu 15, což je přirozený důsledek 6 parametrů na obou koncích a 3 parametrů ve středu prvku. Lze je klasifikovat jako statické řešení Cosseratovského modelu plošné a prutové konstrukce. V dalším vývoji byly trojúhelníkové 2D prvky nahrazeny praktičtějšími čtyřúhelníkovými při zachování širší básových funkcí. V určitých oblastech (určité okrajové podmínky, zahušťování sítě) jsou používány oba typy prvků. Systém NEXX pracuje s deformační variantou MKP a využívá výhradně kompatibilní elementy. Pro ohyb plošných i prutových prvků je možno použít jak Kirchhoffovu, tak Mindlinovu teorii. Prvky byly v poslední době doplněny o analogický prostorový prvek – brick, který je s popsanými 1D a 2D prvky plně kompatibilní.

Z hlediska fyzikálních vlastností materiálů modelovaných prvků jsou úlohy řešeny jako finitní, pomocí členů matice fyzikálních konstant lze vystihnout vazby mezi napětími a deformacemi (ortotropie apod.).

Pro modelování předpínací výztuže jsou použity speciální prutové prvky, které jsou k navazujícím plošným prvkům připojovány s excentricitami vyplývajícími z vertikálního trasování jednotlivých kabelů. Předpínací síla je vnášena jako poměrné přetvoření kabelu po odečtení krátkodobých ztrát (ztráty třením, pokluzem v kotvě a relaxací lana). Jsou automaticky generovány dva stavy, jeden po vnesení předpětí do konstrukce a druhý na konci uvažované životnosti konstrukce. Tím, že jsou tyto prvky pevně spjaty se zbytkem konstrukce, reagují na její deformace zvyšováním, resp. snižováním napětí v lanech. Dlouhodobé ztráty, zejména ztráty dotvarováním betonu, jsou automaticky řešeny v nelineárních modulech zohledňujících nelineární pracovní diagramy betonu a oceli a vznik a rozvoj trhlin v betonu.

Pokud se týče matematického aparátu, odkazujeme zájemce na [3].

### 10.1.3 Použití programu

Program RENEX3D je použit pro veškeré lineární i nelineární (fyzikálně i geometricky) výpočty, dále pak pro dimenzování potřebných ploch výztuže pro 2D prvky, výpočet šířky trhliny atd. V případě použití předpínací výztuže jsou doplňkové (staticky neurčité) síly, které předpjetí na konstrukci vyvozuje, přenášeny přímo z grafických programů jako samostatné zatěžovací stavy. Byl implementován samostatný prutový prvek s excentrickým připojením, který pomocí poměrného přetvoření umožňuje řešit přesně spolupůsobení betonové konstrukce s přepínací výztuží. V případě nelineárního výpočtu i včetně ztrát přetvořením konstrukce, dotvarováním atd.

Kromě výpočtů lineárních umožňuje i lineárně a fyzikálně nelineární analýzu, dynamické a stabilitní výpočty. Do systému byl implementován modul vyvinutý v RECOC, který umožňuje řešení železobetonových skořepin s uvažováním fyzikálně nelineárního chování betonového průřezu včetně vlivu dotvarování. Dále byly

implementovány prvky pro výpočet sendvičových konstrukcí včetně vzdušného bricku (modelování dvojskel apod.) a prvky pro modelování cihelného zdiva.

#### 10.1.4 Dělení na konečné prvky

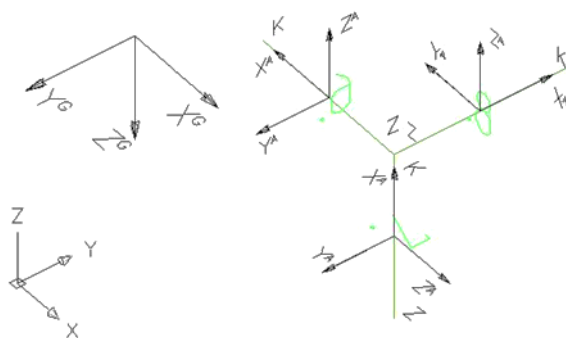
Dělení na konečné prvky se provádí automaticky generátorem. Ve výpočtech celků konstrukcí nebo jejich částí daných postupem výpočtu je základní velikost prvku jeden metr. V místech anomálií konstrukce program automaticky prvky přizpůsobuje geometrii, v místech předpokládaných lokálních zvýšení namáhání konstrukce jsou prvky zahuštěny.

Ve výpočtech subkonstrukcí a zejména konstrukcí dimenzovaných nebo řešených s ohledem na mezní stavy použitelnosti, odpovídá velikost dělení jedno až dvojnásobku tloušťky dotčených prvků. Stropní desky jsou dimenzovány na patrovém výseku. Vertikální nosné konstrukce pod i nad deskou jsou redukovány na polovinu jejich výšky a opatřeny na koncích kloubovými podporami. Jedná se pochopitelně o určité zjednodušení, ale ve většině praktických příkladů vnáší do výpočtu minimální chybu. Konstrukce, u nichž toto zjednodušení nelze použít, jsou řešeny na celkovém modelu s patřičně zjemnělou sítí konečných prvků. U patrových výseků jsou sloupy modelovány buďto pomocí bricků, nebo je do desky vložen deskový prvek půdorysných rozměrů rovných průřezu sloupu s výrazně zvýšenou tuhostí, tak aby byla potlačena teoretická konvergence vnitřních sil k nekonečnu v lomových bodech. Tyto makroprvky neprobíhají procesem dimenzování.

Pro odladění hustoty dělení byla firmou RECOC provedena celá řada kontrolních výpočtů.

#### 10.1.5 Souřadnicové systémy

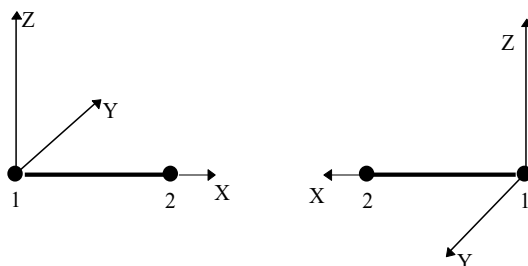
Konstrukce je modelována v globálním souřadnicovém systému –  $X^G, Y^G, Z^G$ .



Obrázek 1 Globální souřadný systém

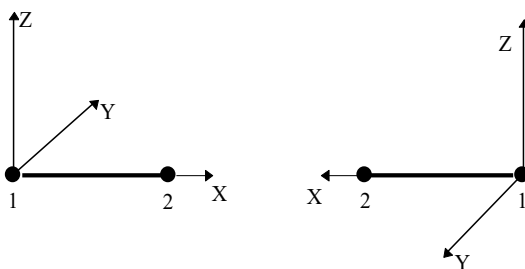
Pro každý prutový prvek je zaveden lokální souřadný systém –  $X^L, Y^L, Z^L$ . Ty jsou definovány následovně:

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou X:



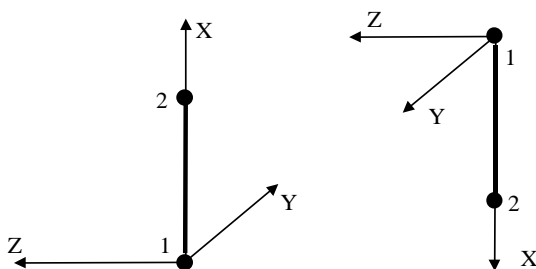
Obrázek 2 Axiální souřadný systém prutů

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou Y:



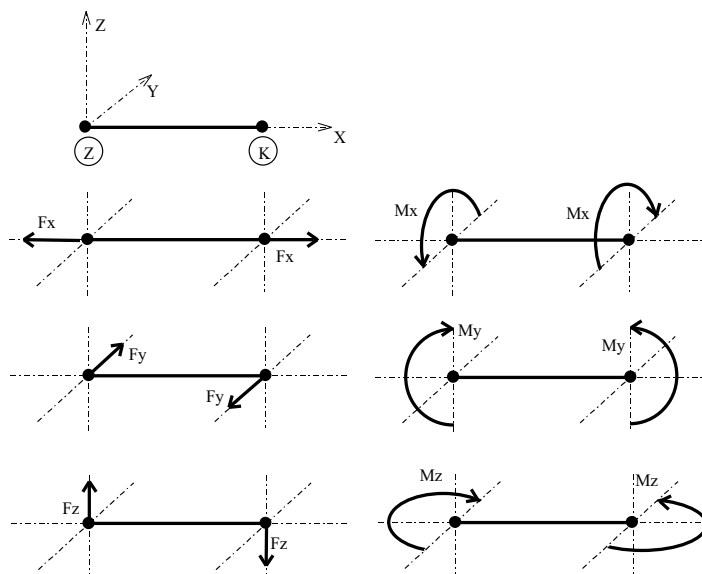
Obrázek 3 Axiální souřadný systém prutů

U svislého prutu rovnoběžného s globální osou Z:



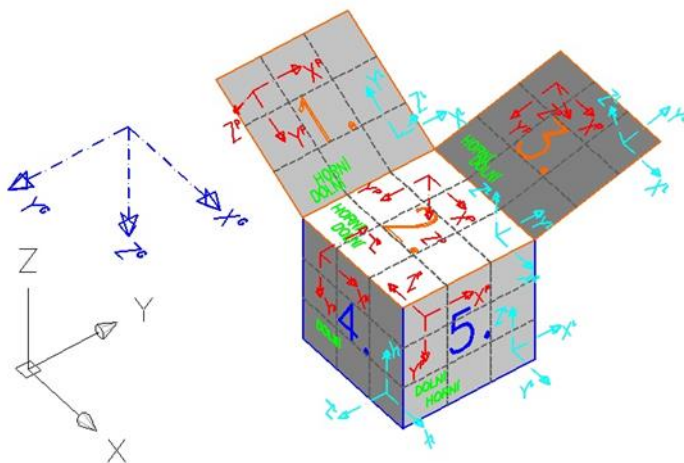
Obrázek 4 Axiální souřadný systém prutů

Z uvedeného vyplývají i konvence vnitřních sil na prutech:



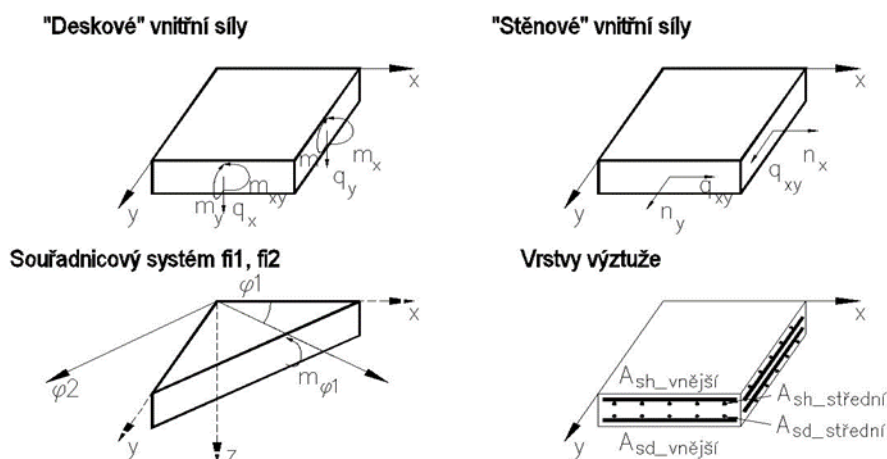
Obrázek 5 Konvence vnitřních sil na prutech

Plošné prvky mají také lokální souřadnicový systém, ten je však pomocný. Deskostěnové prvky mají další systém – planární –  $XP$ ,  $YP$ ,  $ZP$ , na obrázku vpravo. Definice a konvence jsou patrné z obrázku.



Obrázek 6 Souřadné systémy plošných deskostěnových prvků

Znaménková konvence a značení vnitřních sil a poloh výztuže je tato:



Obrázek 7 Konvence vnitřních sil na plošných prvcích

### 10.1.6 Interakce s podloží

Pro interakci se základovou půdou používá RENEX3D dvouparametrické Pasternakovo podloží. Hodnoty  $c_1$  a  $c_2$  jsou generovány pomocí iteračních výpočtů v souladu s postupy použitými v programu SOILIN. Bližší informace viz manuál programu SOILIN. Pilotové základy jsou modelovány pomocí pérových konstant, daných výpočtem piloty s ohledem na její sedání..

### 10.1.7 Zatížení a jejich kombinace

Zatížení je buďto generováno automaticky – vlastní tíha konstrukce - (v provozních hodnotách) nebo zadáváno (v provozních nebo extrémních hodnotách). Hodnoty stálých zatížení jsou počítány v tabulkovém procesoru Excel, užitná nepodkračují příslušné normové hodnoty, jejich skutečná hodnota se řídí požadavky klienta a technologů. Zatížení je možné zadávat silové plošné konstantní velikosti nebo s lineárním nárůstem, liniové a bodové silové nebo momentové a zatížení poměrnými přetvořeními.

V patrových výsecích jsou z celoplošného užitého zatížení automaticky generovány dva systémy šachovnicového zatížení a čtyři systémy zatížení v pruzích.

Kombinace (obalové plochy zatěžovacích stavů) vystihují nejnepříznivější kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů na konstrukci nebo její části podle účelu příslušného výpočtu.

Dimenzovací programy pracují obecně s obalovou plochou kombinací.

Program umožňuje automatické generování kombinací zatěžovacích stavů definovaných symbolickými rovnicemi v EC. V ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6,9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Bližší viz samostatná kapitola Zatěžovací stavy a jejich kombinace.

## 10.2 Nelineární výpočty

Systém umožňuje celou řadu nelineárních výpočtů. Je to zejména interakce vrchní stavby s podložím, kdy program doiterovává parametry zeminy v závislosti na geologických poměrech a kontaktním napětí v základové spáře včetně vyloučení tahu v ní.

Dále jsou to fyzikálně nelineární výpočty železobetonových skořepin s uvažováním pracovních diagramů betonu i oceli a s uvažováním vlivu dotvarování, rozvoje a šířky trhlin (tento modul byl vyvinut a odladěn v RECOC, spol. s r.o. ve spolupráci s FEM Consulting s.r.o. a Dlubal Software GmBh.). Systém pracuje s tzv. rozmazanými trhlinami, předikuje tedy jen možnost vzniku trhliny, její případnou šířku a hloubku a výpočtovou vzdálenost. Šířka trhliny je počítána nejen podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle řady dalších metodik. Tímto výpočtem je možné zjistit i namáhání betonu v průřezu, napětí v tažené i tlačené výztuži, vlivu tzv. Tension Stiffening atd., viz [18].

Do modulu je implementováno i dotvarování, opět primárně podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle modelu B3 prof. Z. P. Bažanta a jeho spolupracovníků [9], [10].

Zdivo jako nosný materiál je také možno řešit nelineárně, a to stanovením různých tuhostí materiálu ve směrech ortotropie. Program automaticky kontroluje dosažení hlavního tahu a podle směru hlavních napětí stanovuje směry ortotropie s nulovými prvky v matici tuhosti prvku ve směru tahu.

Dále je možno řešit pruty s vyloučeným tahem či tlakem a vzdušné brčky, lana, membrány atd.

Konstrukce mohou být řešeny v deformovaném tvaru – tedy geometricky nelineárně.

Nelineární výpočty používají několik výpočtových metod, jejich popis přesahuje rámec zprávy. Jsou možné prakticky libovolné kombinace různých druhů nelinearity.

### 10.2.1 Dynamické výpočty

Dynamické výpočty jsou v software RENEX3D založeny na metodě rozvoje do vlastních tvarů (tzv. modální analýza). Základní úlohou je tedy řešení vlastního kmitání. Výpočtem se určují vlastní frekvence a vlastní tvary kmitání.

Pro uvažování zatížení seismicitou byl výpočet vlastních tvarů konstrukce proveden pro 20 frekvencí, tak aby součet efektivních modálních hmot vlastních tvarů kmitání byl větší než 90 % celkové hmotnosti konstrukce, což se u tohoto typu konstrukce považuje za dostačující.

Při výpočtu vlastního kmitání se řeší soustava rovnic ve tvaru

$$M * \ddot{r} + K * r = 0$$

kde  $r$  je vektor posunů a pootočení uzlů ( $\ddot{r}$  je vektor jejich zrychlení),  $K$  je matice tuhosti sestavená již při statickém výpočtu a  $M$  je matice hmotnosti, sestavená při výpočtu vlastního kmitání. Řešení rovnice vlastního kmitání se provádí metodou iterace podprostoru.

### 10.2.2 Algoritmus dimenzování skořepinových prvků

Plošné skořepinové prvky je možno dimenzovat pomocí vestavěného dimenzovacího modulu. Postup dimenzování je následující.

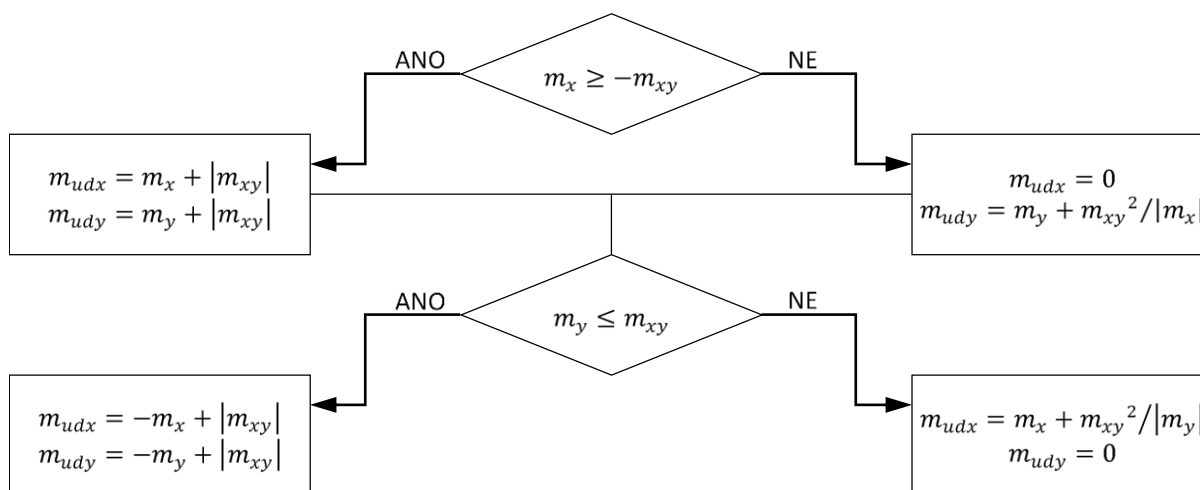
Na základě výpočtu vnitřních sil příslušné kombinace (jedná se o obalové plochy, tedy i kombinace z kombinací) jsou vypočteny vnitřní síly ( $n_x, n_y, q_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}, q_x, q_y$ )P. První trojice popisují membránovou, resp. rovinnou napjatost, další tři ohyb a kroucení v desce a poslední dvě příčný smyk. Z těchto vnitřních sil jsou podle algoritmu uvedeného v [4] spočteny tzv. dimenzované vnitřní síly (pokud není směr výztuže totožný se směry planárního souřadného systému prvku, provede se nejprve transformace vnitřních sil ze systému planárního do souřadného systému definovaného směrem výztuže). Dimenzační ohybové momenty (bližší viz str. 109 a následující manuálu RENEX3D, resp. Appendix 2) jsou spočteny jak pro horní, tak dolní líc skořepiny pro oba směry výztuže. Naprosto analogicky se počítají dimenzační normálové síly v membránové části. Dále jsou zavedeny veličiny normálové síly v rovinách jednotlivých vrstev výztuže, jejich velikosti jsou spočteny podle jednoduchého statistického principu  $n^P = +m/r + n/2$  resp.  $n^P = -m/r + n/2$ . Tyto veličiny mohou být vykresleny jako normálové síly  $n_{ij}$ , kde  $i = 1, 2, 3$  značí číslo vrstvy výztuže od povrchu a  $j = h, d$  pro horní a dolní povrch. Tyto normálové síly děleny pevností betonářské výztuže  $R_{sd}$ , resp.  $f_{yd}$  potom dávají plochy potřebné betonářské výztuže.

Program umožňuje vykreslit jak veškeré uvedené veličiny, tak přímo potřebné plochy betonářské výztuže v  $\text{cm}^2/\text{m}'$ , ale i v podobě počtu profilů definované oceli na běžný metr nebo rozteč vložek zadaného průměru.

Kromě ploch potřebné výztuže jsou označeny prvky, které z různých důvodů nelze dimenzovat s vypsáním důvodu. Tyto údaje je nutné brát s rezervou v místě singularit.

Popis všech algoritmů viz Appendix manuálu RENEX3d nebo teoretické manuály FEM Consultingu Brno.

Algoritmus dle [4]:



Požadované výpočtové momenty lze určit také z rovnic:

$$\begin{aligned} m_{udx} &= m_x + \gamma * |m_{xy}| & m_{udx}' &= -m_x + \gamma' * |m_{xy}| \\ m_{udy} &= m_y + \frac{1}{\gamma} * |m_{xy}| & m_{udy}' &= -m_y + \frac{1}{\gamma'} * |m_{xy}| \end{aligned}$$

přičemž  $\gamma$  a  $\gamma'$  jsou součinitele, které se volí tak, aby rovnice dávaly hodnoty mezi polovinou a dvojnásobkem hodnot určených podle vývojového diagramu.

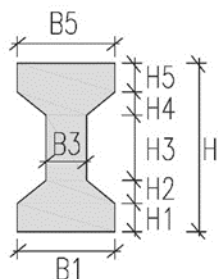
Schopnost průřezu odolávat dané kombinaci momentů je dostatečná, jsou-li splněny tyto podmínky:

$$\begin{aligned} -(m_{udx} - m_x) * (m_{udy} - m_y) + m_{xy}^2 &\leq 0 & -(m_{udx} + m_x) * (m_{udy} + m_y) + m_{xy}^2 &\leq 0 \\ m_x &\leq m_{udx} & m_y &\leq m_{udy} & m_x &\geq -m_{udx} & m_y &\geq -m_{udy} \end{aligned}$$

### 10.2.3 Schéma uživatelsky definovaných průřezů

IČKO ZOBECNĚNÉ

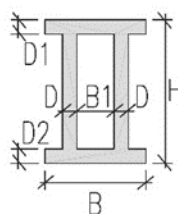
H/B<sub>max</sub> (H5;H4;H3;H2;H1/B5;B3;B1)



II-PROFIL

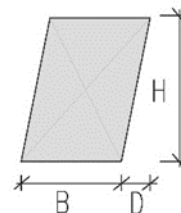
B/H (D;B1;D1;D2)

tenkostěnný průřez



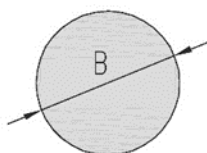
KOSODÉLNÍK

B/H/D



KRUH

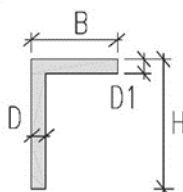
B



L-PROFIL

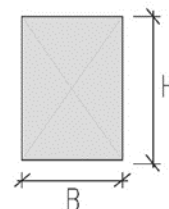
B/H (D;D1)

tenkostěnný průřez



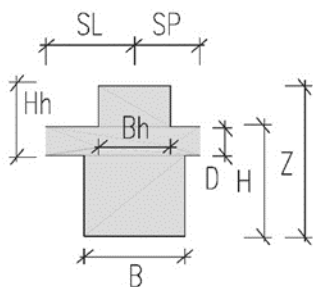
OBDELNÍK

B/H



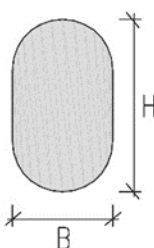
OBDELNÍK V DESCE

B<sub>max</sub>/Z/D (B<sub>h</sub>;B/H<sub>h</sub>;H) [SL/SP]



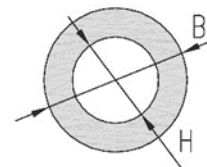
OVÁL

B/H



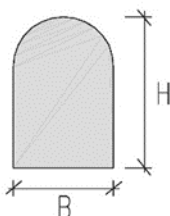
PRSTENEC

B/H



PŮLOVÁL

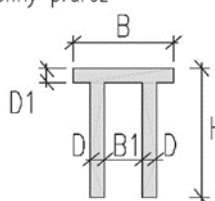
B/H



TT-PROFIL

B/H (D;B1;D1)

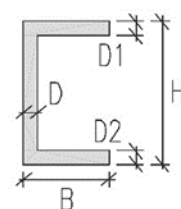
tenkostěnný průřez



U-PROFIL

B/H (D;D1;D2)

tenkostěnný průřez



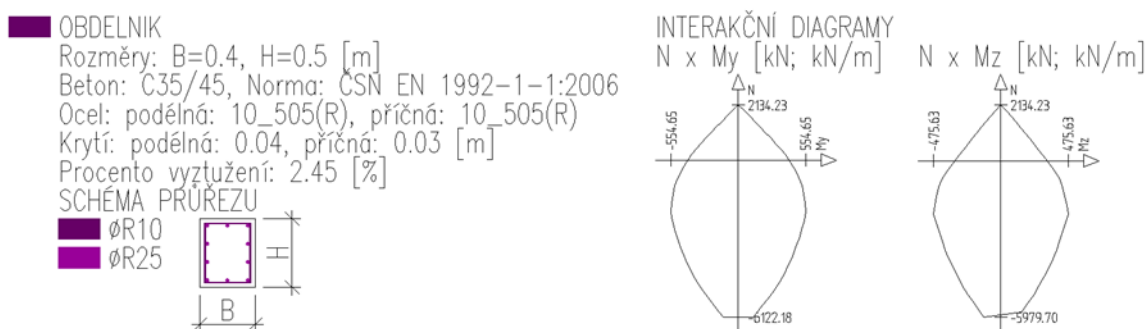
Obrázek 8

Uživatelsky tvořené průřezy

## 10.2.4 Hromadné posudky tyčových prvků

Železobetonové prutové prvky obdélníkového průřezu mohou být hromadně posuzovány na kombinaci vnitřních sil normálová síla + dva ohybové momenty nebo na kombinaci normálová síla a obě posouvající síly. Kromě geometrie průřezu a navrhovaného betonu jsou u těchto prvků vloženy i informace o podélné a příčné výztuži. Podle metodiky ČSN EN 1992-1-1:2006 jsou stanoveny interakční diagramy  $N \times M_y$  a  $N \times M_z$ . Tyto informace jsou vykresleny ve vstupních údajích. Pro příslušnou normálovou sílu je stanoven průvodič z bodu  $[0, 0, 0]$  bodem  $[N, M_y, M_z]$  a je vyšetřován jeho průsečík s plochou obalové 3D plochy ve vztahu k vnitřním silám. Poměr průvodiče z bodu  $[0, 0, 0]$  do bodu  $[N, M_y, M_z]$  a z bodu  $[0, 0, 0]$  do průsečíku s interakční plochou je vykreslován jako využití příslušné části tyčového prvku. Každý průřez prvku je testován na všechny možné kombinace závislých a nezávislých veličin pro veškeré stavy, které mohou nastat podle symbolických rovnic definujících jednotlivé kombinace podle ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6.9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Využití průřezu je vykreslováno ve výstupech ze statického výpočtu, hodnota 1,00 odpovídá 100% využití. Ve výpočtu je zahrnut vzpěr.

Fyzikální vlastnosti: Interakční diagram [-]



Obrázek 9 Grafický výstup průřezu prutu

Výpočtové algoritmy jsou stejné, jaké jsou použity v programech FINE.

Numerické hodnoty je možno exportovat z výpočtu do souboru *definice\_kombinace.csv*. Ty je možno načíst např. do procesoru Excel ve formátu:

cmp = číslo makroprvku				Kombinace: „TDSTR_A_00_MSU“			typBodu: 0 – krajní, 1 – vnitřní					jednotky: [kN, kNm]		
cmp	x	y	z	popis	$N_x$	$M_y$	$M_z$	typBodu	$N_{x1}$	$M_{y1}$	$M_{z1}$			
3896	36,44	93,05	-11,3	minNx	-4471,3	40,0	14,0	0	-3314,7	37,3	10,9			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxNx	-2706,4	-13,7	-0,5	0	-2377,3	35,1	7,9			
3896	36,44	93,05	-11,3	minMy	-3203,6	-54,2	-2,1	0	-2708,7	8,1	6,8			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxMy	-3953,1	103,9	19,6	0	-2983,3	64,3	12,0			
3896	36,44	93,05	-11,3	minMz	-3245,2	-50,4	-2,3	0	-2748,4	11,7	6,6			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxMz	-3911,5	100,1	19,8	0	-2943,6	60,7	12,2			

V řádcích je uvedeno číslo markopravku; tři souřadnice průřezu; nezávislá vnitřní síla; na ní závislé zbývající vnitřní síly v návrhových hodnotách; typ průřezu (koncový nebo vnitřní průřez); tytéž vnitřní síly v charakteristických hodnotách. Každý konečný prvek prutu je posuzován ve dvou krajních a pěti vnitřních bodech (prvek je rozdělen na šestiny). Tento zápis slouží pouze jako opis vstupních hodnot do posouzení.

Soubor \*.csv je možno načíst i do excelovského souboru, který provede stejné hromadné posouzení v numerických hodnotách. Je zde opis vstupních údajů průřezu a výpočet bodů interakčního diagramu s přihlédnutím k vlivu vzpěru. Dále následují posudky pro všechny stavy a průřezy uvedené výše.

## 10.3 Programy FINE – geotechnické programy GEO 5

### 10.3.1 Charakteristika programu

GEO5 je soubor programů pro geotechnické výpočty, které jsou založené jak na analytických postupech, tak i na metodě konečných prvků. Programy mají stejné uživatelské rozhraní a vzájemně spolu komunikují. Každý ze samostatných programů řeší určitou geotechnickou úlohu.

GEO5 podporuje obecné posouzení pomocí Stupně bezpečnosti, obecné posouzení podle teorie Mezních stavů, posouzení podle Eurokódů EN 1997, včetně Národních příloh, posouzení podle LRFD 2003, LRFD 2012 a posouzení podle národních norem (SNIP – Rusko, GB – Čína).

Dimenzování betonových konstrukcí je prováděno podle souboru norem ČSN EN 1992.

### 10.3.2 Návrhové přístupy

Prvním důležitým krokem při výpočtu podle Eurokódu je volba návrhového přístupu. Všechny návrhové přístupy počítají se součiniteli redukcí zatížení ( $F$  – force). Tyto součinitele přenásobují veškeré síly vstupující do výpočtu.

Návrhový přístup 1 dále zavádí redukci parametrů zemin ( $M$  – materiál). Tento přístup vyžaduje provést výpočet dvakrát pro dvě návrhové situace (redukuje se buď  $F$ , nebo  $M$ ) a je nutné vybrat nejhorší variantu.

Návrhový přístup 2 zavádí redukci parametrů odporu ( $R$  – resistance), která snižuje výsledné vzdorující síly (síly vzdorující, moment na překlapaní ...).

Návrhový přístup 3 redukuje parametry zemin ( $M$ ) a zatížení ( $F$ ) současně. Rozlišuje zatížení konstrukce (STR) a geotechnické (GEO), které mají různé součinitele.

### 10.3.3 Součinitelé výpočtu

Programy umožňují zvolit, resp. zadat dílčí součinitele výpočtu pro zvolený návrhový přístup. Program obsahuje standardní součinitele podle EN a součinitele podle zpracovaných Národních příloh – všechny součinitele je ale možné také měnit. Dílčí součinitelé výpočtu také mohou být různé pro jednotlivé návrhové situace.

### 10.3.4 Návrhové situace

Program zavádí návrhové situace ve smyslu EN 1990 – trvalou, dočasnou, mimořádnou a seismickou. Návrhová situace se volí vždy pro fázi budování konstrukce. Návrhová situace určuje, která sada dílčích součinitelů bude použita pro výpočet.

### 10.3.5 Výpočty opěrných konstrukcí

Vlastní výpočet je výrazně komplikovanější oproti tradičnímu výpočtu. Každá síla má pro různé případy porušení jiný výpočtový součinitel podle toho, zda působí příznivě resp. nepříznivě. Např. vlastní tíha zdi při výpočtu posunutí a překlapaní působí příznivě, při výpočtu únosnosti základové půdy působí nepříznivě (zvyšuje napětí), ale může působit i příznivě (při větších excentricitách). Je tedy nutné provést řadu výpočtů. Aby měl uživatel kontrolu nad výpočtem, je v programech vždy zobrazena výsledná kombinace součinitelů pro jednotlivé případy porušení.

### 10.3.6 Stabilitní výpočty

Ve výpočtu stability svahu jsou tíhy jednotlivých proužků přenásobeny výpočtovým koeficientem, podle toho, zda výsledná síla na smykové ploše působí příznivě nebo nepříznivě. U návrhových přístupů 1 a 3 jsou dále redukovány parametry zemin, u návrhového přístupu 2 pak celkový odpor na smykové ploše. Zadané přetížení je redukováno výpočtovým koeficientem jako celek.

### 10.3.7 Výpočty základů

V programech se dílčími součiniteli zatížení přenásobuje vlastní tíha konstrukce, resp. tíha zeminy nad patkou. Zadávané návrhové zatížení tedy musí být stanoveno v souladu s EN 1990 a EN 1991. U návrhového přístupu 1 se počítá každý zatěžovací stav zvlášť s příslušnými dílčími součiniteli podle zadaného typu výpočtové kombinace.

### 10.3.8 Výpočty pažení a zemních tlaků

Programy počítající s celkovým zemním tlakem, přenásobují dílčím součinitelem jednotlivé složky tlaku působící na konstrukci. Základním předpokladem výpočtu je, že aktivní tlak působí jako nepříznivé zatížení, pasivní tlak pak jako zatížení působící příznivě. Jednotlivé obrazce tlaku jsou tedy přenásobeny příslušným dílčím součinitelem zatížení.

### 10.3.9 Použití programu

Systém programů GEO5 je používán pro řešení geotechnických úloh či výpočet zemních tlaků pro následné použití v programech RENEX.

## 10.4 Programy FINE EC

### 10.4.1 Charakteristika programu

Programový systém FINE je soubor programů určených pro statické a dynamické výpočty rovinných či prostorových prutových konstrukcí a jejich dimenzování. Řada programů řeší problémy analyticky, část metodou konečných prvků. Veškeré posudky jsou prováděny v souladu s platnými ČSN EN.

## 10.5 Program SCIA ENGINEER

Scia Engineer je nástupce výpočetního systému ESA.PT, NEXIS a FEAT. Je to softwarový systém pro statickou a dynamickou analýzu konstrukcí a jejich návrh podle příslušných norem. Je založen na metodě konečných prvků. Scia Engineer uživatelsky nepracuje přímo s konečnými prvky, ale využívá konstrukčních prvků, na kterých je před výpočtem automaticky generována síť konečných prvků. Systém lze použít na výpočty a posouzení konstrukcí z prutů a rovinných prvků jako jsou stěny, desky a skořepiny. Scia Engineer obsahuje výpočetní moduly pro lineárně statické výpočty, včetně některých nelineárních vlastností a moduly pro geometricky nelineární výpočty. Kromě vlastního výpočtu systém umožňuje také provádění posudku výsledného návrhu konstrukce podle odpovídajících technických norem. Knihovna norem obsahuje skupinu národních technických norem pro různé typy materiálu, zvláště pro ocel a beton.

## 11 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

### 11.1 Kombinace podle metodiky EN 1990:2004

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.4 a 2.5:

Složené závorky „{ }“ představují výběrovou množinu, z níž je do kombinace vybírán vždy nejvíce nepříznivý účinek požadované veličiny.

- a) EQU – ztráta statické rovnováhy konstrukce – tab. A1.2(A)(CZ)
 
$$1,1G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$0,9 G_{k,j,inf} + \{1,51; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
- b) STR – porucha, o níž rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu – tab. A1.2(B)(CZ)-1 (bez geotechnických zatížení)
 
$$1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$\begin{aligned} &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \\ &1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \\ &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

- c) GEO – porucha, o níž rozhoduje odolnost základové půdy - tab. A1.2(B)(CZ), A1.2(C)(CZ) (obsahuje geotechnická zatížení)

$$\begin{aligned} &1,00G_{k,j,sup/inf} + \{1,3Q_{k,1}; 0\} + \{1,3\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10}) \\ &1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a}) \\ &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \\ &1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10b}) \\ &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \end{aligned}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v seizmických návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$G_{k,j,sup/inf} + \{\gamma_I A_{Ek}; A_{Ed}\} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.12a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v mimořádných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + A_d + \{\psi_{1,1}; \psi_{2,1}\}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.11a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1990 čl. A1.4, tabulka A1.4:

- a) Charakteristická

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + Q_{k,1} + \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.14})$$

- b) Častá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.15})$$

- c) Kvazistálá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{2,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.16})$$

Zatížení je ve smyslu ČSN EN podle proměnnosti v čase klasifikováno takto:

$G$	stálá zatížení
$S$	geotechnicky stálá
$P$	zatížení od předpětí (stálá)
$Q$	proměnná zatížení
$A$	mimořádná zatížení
$G_{k,j,sup}$	horní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (95% kvantil)
$G_{k,j,inf}$	dolní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (5% kvantil)
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota i-tého proměnného zatížení
$\psi_0$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\psi_1$	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
$\psi_2$	součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
----------	----------	----------	----------

Kategorie A	obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B	kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C	shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D	obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E	skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F	dopravní plochy; tíha vozidla $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G	dopravní plochy   tíha vozidla $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H	střechy	0,7	0,2	0,0
Zatížení sněhem	stavby umístění $H > 1000$ m n. m.	0,7	0,5	0,2
Zatížení sněhem	stavby umístění $H \leq 1000$ m n. m.	0,5	0,2	0,0
Zatížení větrem		0,6	0,2	0,0
Zatížení teplotou (ne od požáru)		0,6	0,5	0,0

## 11.2 Zatížení příčkami

Zatížení příčkami je zadané plošně podle ČSN EN 1991-1-1 6.3.1.2 (8) pro lehké přemístitelné příčky s vlastní tíhou

- do 1,0 kN/m včetně hodnotou 0,5 kN/m<sup>2</sup>
- do 2,0 kN/m včetně hodnotou 0,8 kN/m<sup>2</sup>
- do 3,0 kN/m včetně hodnotou 1,2 kN/m<sup>2</sup>

Plošné zatížení je připočteno k hodnotě užitého zatížení uvedeného v Tabulce 6.2, resp. Tab. 6.2(CZ).

Takže toto sečtené užité zatížení je společně redukováno podle Tab. A1.4 normy ČSN EN 1990.

Těžší příčky (třeba v bytech atd.) jsou zadávány podle ČSN EN 1991-1-1 6.3.1.2 (9) polohou a směrem, jinými slovy liniovým zatížením. Zatížení je uvažováno jako zatížení stálé.

V místech větší koncentrace příček např. v sociálních zázemích administrativních budov je spočtena celková tíha příček a podělena plochou a zadána jako plošné stálé zatížení.

Shora uvedené platí pro mezní stavy únosnosti, tedy rovnice EQU, STR a GEO (rovněž tak seismické a mimořádné návrhové kombinace).

Pro posouzení konstrukce podle mezních stavů použitelnosti je zatížení příčkami zadáno vždy jako zatížení stálé. Jedná se o rovnice pro charakteristickou, častou a kvazistálou návrhovou situaci.

## 11.3 Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D

Názvy zatěžovacích stavů jsou programem generovány s prefixem, který charakterizuje způsob automatického nakládání s příslušným zatěžovacím stavem v rámci symbolických rovnic podle ČSN EN.

Název zatěžovacího stavu má formát: ABBC\_jméno

A	typ zatížení podle EC (G – stálá zatížení, S – geotechnická stálá, P – zatížení od předpětí (stálá), Q – proměnná zatížení, A – mimořádná zatížení)
BB	pořadové číslo v typu zatížení A
C	kategorie proměnných zatížení podle výše uvedené tabulky
–	oddělovací znak
Jméno	uživatelé definovaný název zatěžovacího stavu

Kombinace jsou generovány automaticky podle uživatelem zvolené symbolické rovnice. Název kombinace má opět automaticky generovaný prefix, který umožňuje kontrolu, o jaký typ symbolické rovnice se jedná.

Název kombinace má formát: AABBB\_C\_jméno

AA	typ kombinace (pro MSÚ jsou to: TD – trvalá a dočasná, MI – mimořádná, SE – seismická; pro MSP jsou to: CH – charakteristická, CA – častá, KV – kvazistálá)
BBB	typ porušení dle 6.4.1 jen pro MSÚ (EQU – ztráta stability, STR – porucha, kde rozhoduje pevnost materiálů, GEO – porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, FAT – není předmětem této normy, zadává se uživatelsky – viz následující odstavec
_C	postup výpočtu, používá se pouze při výpočtech pro MSÚ. U rovnic typu EQU se postupuje vždy podle tab. A1.2(A)(CZ), u kombinací typu STR_1 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a a u STR_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, u kombinací typu GEO_1 podle tab. A1.2(C)(CZ), GEO_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a, GEO_3 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, GEO_4 podle tab. A1.2(C)(CZ)+ A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a. Hodnoty příslušných součinitelů $\gamma$ jsou uvedeny v následující tabulce. Kombinace typu MI__1 a MI__2 se liší použitím součinitelem $\psi_1$ nebo podle tab. A1.3(CZ) výraz 6.11a/b

U kombinací pro MSP jsou použity znaky \_\_.

__	oddělovací znak
Jméno	uživatelem definovaný název zatěžovacího stavu

	$\gamma_G -$	$\gamma_G +$	$\gamma_S -$	$\gamma_S +$	$\gamma_Q$	$\gamma_P$	$\gamma_A$
TDEQU__	1,100	0,900	1,100	0,900	1,050	1,200	-
TDSTR_1	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDSTR_2	1,148	1,000	1,148	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,300	1,100	-
TDGEO_2	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_3	1,148	1,000	1,148	1,000	1,000	1,000	-
TDGEO_4	1,350	1,000	1,000	1,000	1,5/1,3	1,000	-

Poznámka: symbol – značí nepříznivý účinek daného zatížení, + příznivý. Hodnota 1,148 je součinem 1,35\*0,85.

## 11.4 Uživatelem definované kombinace

Uživatelem definované kombinace mohou definovat kombinace libovolných zatěžovacích stavů a/nebo již dříve definovaných kombinací. Názvy zatěžovacích stavů

Kombinace jsou v opisu vstupních dat vypisovány v následujícím formátu (ilustrační příklad):

Výpis zatěžovacích stavů

U\_\_STALE1  
U\_\_STALE2  
U\_\_STALE3  
U\_\_STALE3  
U\_\_UZITNE1  
U\_\_UZITNE2  
U\_\_UZITNE3  
U\_\_UZITNE4  
U\_\_UZITNE5  
U\_\_UZITNE6

Výpis kombinací

Kombinace: KOMB 1			
Zatěžovací stav	Součinitel	Typ	Skupina
G00 VLASTNÍ TÍHA	1,35	stálé	
U___STALE1	1,35	stálé	
U___STALE2	1,35	stálé	
U___STALE3	1,35	stálé	
U___STALE3	1,35	stálé	
U___UZITNE1	1,50	nahodilé	SKUPINA 1
U___UZITNE2	1,50	nahodilé	SKUPINA 1
U___UZITNE3	1,50	nahodilé	SKUPINA 2
U___UZITNE4	1,50	nahodilé	SKUPINA 2
U___UZITNE5	1,50	nahodilé	
U___UZITNE6	1,50	nahodilé	

*Poznámka: V příkladu je použit u zatěžovacích stavů prefix U\_\_\_ - tedy uživatelsky kombinovaný zatěžovací stav. Ten není zpracováván předpisy podle předchozího odstavce. I tyto zatěžovací stavy mohou být označeny podle předchozího odstavce – zvyšuje to přehlednost.*

#### **Ve výpisu popsáná kombinace znamená:**

Stavy označené jako stálé zatížení vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a nezařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem každý samostatně podle toho, zda působí nepříznivě pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a zařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem pouze tehdy, působí-li nejnepříznivěji pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd. ze všech stavů ve stejné skupině. Do výsledků jde tedy maximálně jeden zatěžovací stav z definované skupiny.

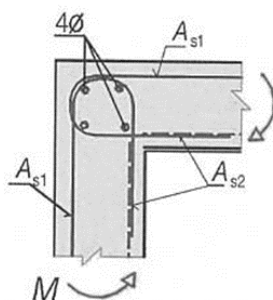
Symbolickou rovnicí lze tuto kombinaci zapsat následujícím způsobem:

$$\sum_1^3 1,3 * U\_STALE_i + 1,5 * \{U\_UZITNE1; U\_UZITNE2 ; 0\} + 1,5 * \{U\_UZITNE3; U\_UZITNE4; 0\} + 1,5 * \{U\_UZITNE5 ; 0\} + 1,5 * \{U\_UZITNE6; 0\}$$

*Poznámka: V příkladu je použit u zatěžovacích stavů prefix U\_\_\_ - tedy uživatelsky kombinovaný zatěžovací stav. Ten není zpracováván předpisy podle předchozího odstavce. I tyto zatěžovací stavy mohou být označeny podle předchozího odstavce – zvyšuje to přehlednost.*

## **12 Vyztužení styku železobetonová stěna deska**

Rámové rohy monolitických železobetonových konstrukcí jsou vyztuženy v souladu s doporučeným postupem podle normy ČSN EN 1992-1-1 vycházejícím z nelineárních analýz, praktických zkušeností a závěru experimentů. Jak vlastních, tak s odkazem na příspěvek v odborném časopise BETON 5/2010 v sekci Věda a výzkum od autorů Ing. Jiřího Šmejkal, CSc. a prof. Ing. Jaroslava Procházky, CSc. na stranách 66-73, viz [20].



Obrázek 10 Vyztužení rámového rohu

Vyztužení podle [Obrázek 10] je vhodné pro napojení stropní desky na železobetonovou stěnu. Spojení je vhodné pro stupeň vyztužení podélnou výztuží  $\rho_L \leq 0,4 \%$  s průměrem podélné výztuže  $\Phi_L \leq d/20$ , kde  $d$  je účinná výška průřezu desky.

### 13 Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005

Existující konstrukce se ze statického hlediska posuzují podle ČSN ISO 13822:2014 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Tato norma v části 8 Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti stanovuje podmínky, kdy starší konstrukci není nutno posuzovat podle současných technických norem, a to jak z hlediska bezpečnosti (mezni stavy únosnosti), tak provozuschopnosti (mezni stavy použitelnosti). Tyto hlavní předpoklady jsou následující:

- Pečlivou prohlídkou se neodhalí žádné známky významného poškození, přetížení, přetvoření nebo degradace
- Přezkoumá se konstrukční systém, prohlédnou kritické detaily
- Konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost v průběhu dostatečně dlouhého časového období (v tomto případě cca 80 let)
- Nenastanou změny v konstrukci nebo ve způsobu jejího užívání, které by mohly významně změnit zatížení, a to ani v další plánované životnosti.

Osobně byla za přítomnosti objednatele provedena vizuální kontrola konstrukce a bylo konstatováno, že první dvě podmínky jsou splněny. Rovněž tak je splněna podmínka třetí a lze se oprávněně domnívat, že bude splněna i podmínka poslední.

Podle ustanovení ČSN ISO 13822, čl. 8.1 a 8.2 lze tedy konstrukci považovat za bezpečnou a provozuschopnou pro budoucí provoz. Jinými slovy, není nutno ji posuzovat podle dnes platných technických norem. Je potřeba provést lokální sanace poškozených míst konstrukce.

### 14 Komentář ke grafickým výstupům

#### 14.1 Fyzikální vlastnosti

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné vlastnosti. Příslušný rozměr (vlastnost) je uveden v paletě.

H	tloušťka prvku v m
Průřezy	je uveden geometrický tvar průřezu a rozměry v mm

#### 14.2 Zatížení

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné intenzity zatížení pro dané oblasti nebo prvky v závislosti na zatěžovacích stavech. Pro každý zatěžovací stav je uvedeno samostatné schéma. Místa, kde se zatížení v

daném zatěžovacím stavu nevyskytuje, jsou ponechána bez barevného označení. Velikost zatížení je uvedena v paletě v  $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{kN/m}$  případně  $\text{kN}$ .

### 14.3 Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)

Výsledky jsou generovány lineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm
Kontaktní napětí MxD(d)	svislé normálové napětí v základové spáře pod deskou, údaje v MPa dimenzovací moment Mx při dolním povrchu desky – viz algoritmus z odstavce 9.2.1, jsou uváděny vždy maximální a minimální hodnoty, údaje v $\text{kNm/m}$ . Myd(d), MxD(h) a MyD(h) analogicky ve směru My a obě hodnoty u horního povrchu
Horní vnější	staticky nutná plocha výztuže u horního líce desky ve směru číselných os, blíže k povrchu
Dolní vnější	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru číselných os, blíže k povrchu
Horní střední	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru písmenných os

Staticky nutná výztuž je vypočtena v závislosti na příslušném dimenzovacím momentu a analogicky určené dimenzovací normálové síle (má význam třeba při uvažování vlivu smršťování). Tato průřezová plochy výztuže zajišťuje, že průřez vyhoví z hlediska MSÚ na danou kombinaci zatížení.

V levé dolní části je vypsaná kombinace zatížení včetně součinitelů zatížení a typu, pro kterou jsou výsledky publikovány.

### 14.4 Výstupy – mezní stavy použitelnosti

Výsledky jsou generovány nelineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm. Oproti hodnotě z lineárního výpočtu jsou zde zohledněny nelineární pracovní diagramy betonu v tahu a tlaku a výztuže a také vznik a rozvoj trhlin v betonu
---------------	--

## 15 Závěr

Konstrukce jsou obecně navrženy v intencích souboru platných norem ČSN. V důležitých uzlech s přihlédnutím k normám evropským, ať existujícím, tak připravovaným (ČSN EN 1992-1 Eurocode 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby), tak jejich teoretickým zdrojům (CEB-FIP Model Code 1990). Dále jsou lokálně vzaty v úvahu další normy a doporučení CEB-FIP a FIB uvedené v kapitole 2. Z hlediska provádění betonových konstrukcí a jejich tolerancí je pak vycházeno z norem evropských (ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení a ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení).

Statický výpočet prokázal, že konstrukce, tak jak jsou navrženy, vyhovují ustanovení platných norem jak z hlediska mezních stavů únosnosti, tak z hlediska mezních stavů použitelnosti. Současně jsou navrženy s ohledem na maximální možnou hospodárnost a z toho vyplývajícího vlivu na životní prostředí.

Nosná konstrukce **V Y H O V Í** všem příslušným ustanovením platných norem z odstavce 1.

V Praze dne 12.07.2023

Ing. Michaela Blahová

Ing. Jakub Vrzáň

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku

ČKAIT 0003778

## Seznam příloh

Příloha 01 (SO01 - SO03)	Tabulka	zatížení	-	skladby
Příloha 02 (SO01 - SO03)	Zatížení			sněhem
Příloha 03 (SO01- SO03)	Zatížení	větre	-	železobetonové konstrukce
Příloha 04 (SO01)	Zatížení	větre	-	ocelová lávka
Příloha 05 (SO01 - SO03)	Posouzení	vlivu seismicity	na nosnou konstrukci	
Příloha 06 (SO01-S03)	Železobetonová konstrukce - modální analýza (participační součinitele)			
Příloha 07 (SO01)	STATICKÉ POSOUZENÍ	OCELOVÉ KONSTRUKCE	-	LÁVKA
Příloha 08 (SO03)	STATICKÉ POSOUZENÍ	OCELOVÉ KONSTRUKCE	-	VSTUPNÍ HALA
Příloha 09 (SO03)	STATICKÉ POSOUZENÍ	OCELOVÉ KONSTRUKCE	-	VÝTAHOVÉ ŠACHTY
Příloha 10 (SO01-SO03)	Statické posouzení	železobetonové konstrukce		(vstupy)
Příloha 11 (SO01-SO03)	Statické posouzení	železobetonové konstrukce		(výstupy)
Příloha 12 (SO01-SO03)	Statické posouzení železobetonové konstrukce (seismicita)			



RECOC

statická kancelář & Autodesk developer



[www.recoc.cz](http://www.recoc.cz)

RECOC s.r.o. - PRAHA  
Seydlerova 2451/8  
158 00 Praha 5

tel.: (+420) 251 624 661  
IČO 43 00 10 84  
DIČ CZ43001084

e-mail: [recoc@recoc.cz](mailto:recoc@recoc.cz)  
bankovní spojení: KB Praha 5  
číslo účtu 315146071/0100