

**STAVBY VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ
A KRAJINNÉHO INŽENÝRSTVÍ**



VEDOUCÍ SDRUŽENÍ FIREM ŠINDLAR s.r.o. Na Brně 372/2a 500 06 Hradec Králové HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU: ING. JIŘÍ KAPLAN	RAZÍTKO	STAVBY VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ A KRAJINNÉHO INŽENÝRSTVÍ  ŠINDLAR s.r.o. Na Brně 372/2a 500 06 Hradec Králové IČO 260 03 236 tel.: 495 402 560 e-mail: info@sindlar.cz http://www.sindlar.cz ČÍSLO ZAKÁZKY 20160122
---	----------------	---

ČLEN SDRUŽENÍ FIREM HG partner s.r.o. Smetanova 200 250 82 Úvaly VEDOUCÍ PROJEKTU: ING. MICHAL DVOŘÁK	RAZÍTKO	 HG partner s.r.o. Smetanova 200 250 82 Úvaly IČO 272 21 253 tel.: 246 082 015 e-mail: vrzak@hgpartner.cz http://www.hgpartner.cz ČÍSLO ZAKÁZKY H-16/006
--	----------------	---

VEDOUCÍ PROJEKTU	VYPRACOVAL	KONTROLOVAL	AUTORIZACE	STAVBY VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ A KRAJINNÉHO INŽENÝRSTVÍ ŠINDLAR s.r.o., Na Brně 372/2a, 500 06 Hradec Králové, IČO 260 03 236			
Ing. Jiří Kaplan	Ing. Vladimír Zevl	Ing. Vladimír Zevl	Ing. Vladimír Zevl				
KRAJ: Pardubický kraj		STAVEBNÍ ÚŘAD: KÚ Pardubického kraje		FORMÁT	A4		
KATASTRÁLNÍ ÚZEMÍ: Perálec, Hněvčice, Miřetín, Česká Rybná				DATUM	Říjen 2019		
INVESTOR: Povodí Labe, státní podnik, Víta Nejedlého 951, 500 03 Hradec Králové				STUPEŇ	DPS		
Krounka, Kutřín, výstavba poldru				ČÍSLO ZAKÁZKY	20160122		
				SOUŘADNÝ/VÝŠKOVÝ SYSTÉM			
				INTERVAL VRSTEVNIC			
D – Dokumentace objektů D.1.10 – Statické výpočty stavební objekt SO 1.3.				MĚŘÍTKO	ČÍSLO KOPIE		
				Č. VÝKRESU			

D.1.1.02 STATICKÝ VÝPOČET

1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ, ÚČEL STAVBY	strana 1
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	strana 1
1.2	PŘEDMĚT PROJEKTU, ÚČEL STAVBY	strana 1
1.3	VYMEZENÍ ROZSAHU, POŽADAVKY NA DALŠÍ STUPNĚ PD	strana 1
2	PODKLADY	strana 2
2.1	PODKLADY	strana 2
2.2	POUŽITÉ NORMY	strana 2
2.3	LITERATURA A NÁVRHOVÉ POMŮCKY	strana 2
2.4	NÁVRHOVÝ SOFTWARE	strana 2
3	UMÍSTĚNÍ STAVBY, PŘÍRODNÍ A TECHNICKÉ PODMÍNKY	strana 2
3.1	CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ	strana 2
3.2	MÍSTNÍ PŘÍRODNÍ PODMÍNKY	strana 3
3.3	ÚZEMNĚ TECHNICKÉ PODMÍNKY	strana 3
3.4	GEOLOGICKÉ, HYDROGEOL. PODMÍNKY, ZÁKLADOVÉ POMĚRY	strana 3
4	KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STĚN BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU	strana 5
4.1	CELKOVÁ CHARAKTERISTIKA KONSTRUKCÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU	strana 5
4.2	STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU	strana 5
4.2.1	Stěny přelivu	strana 5
4.2.2	Stěny skluzu	strana 6
5	ANALÝZA KONSTRUKCÍ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU, UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ	strana 7
5.1	ZÁSADY NÁVRHU	strana 7
5.2	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	strana 8
5.3	UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ	strana 8
5.3.1	Stálá zatížení	strana 5
5.3.2	Proměnná zatížení	strana 6
5.3.1	Seizmická zatížení	strana 10
6	VLASTNÍ VÝPOČET DILATAČNÍCH ÚSEKŮ	strana 10
6. 1	OPĚRNÁ STĚNA ZÁVĚRNÉHO PRAHU	strana 10
6.1.1	Uvažovaná zatížení	strana 11
6.1.2	Uvažované kombinace zatížení	strana 13
6.1.3	Výpočet stěny závěrného prahu – posouzení konstrukce podle kritérií	strana 13
6.1.3.1	Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry	strana 13
6.1.3.2	Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)	strana 15
6.1.3.3	Mezní stavy použitelnosti.	strana 16
6. 2	STĚNA SKLUZU – DILATAČNÍ ÚSEK 1 (ZALOMENÁ)	strana 17
6.2.1	Uvažovaná zatížení	strana 18
6.2.2	Uvažované kombinace zatížení	strana 22
6.2.3	Výpočet stěny – posouzení konstrukce podle kritérií	strana 22
6.2.3.1	Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry	strana 22
6.2.3.2	Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)	strana 23
6.2.3.3	Mezní stavy použitelnosti.	strana 26
6. 3	STĚNA SKLUZU – DILATAČNÍ ÚSEKY 2,3,4,5 (ROVNÁ, VYŠŠÍ ÚSEKY)	strana 27
6.3.1	Uvažovaná zatížení	strana 27
6.3.2	Uvažované kombinace zatížení	strana 30
6.3.3	Výpočet stěny – posouzení konstrukce podle kritérií	strana 30
6.3.3.1	Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry	strana 30
6.3.3.2	Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)	strana 32
6.3.3.3	Mezní stavy použitelnosti.	strana 34

6. 4	STĚNA SKLUZU – DILATAČNÍ ÚSEKY 6,7,8,9 (ROVNÁ, NIŽŠÍ ÚSEKY)	strana 35
6.4.1	Uvažovaná zatížení	strana 35
6.4.2	Uvažované kombinace zatížení	strana 38
6.4.3	Výpočet stěny – posouzení konstrukce podle kritérií	strana 38
6.4.3.1	Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry	strana 38
6.4.3.2	Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)	strana 39
6.4.3.3	Mezní stavy použitelnosti.	strana 41
6. 5	STĚNA PŘELIVU – DILATAČNÍ ÚSEK 12 (ROVNÁ)	strana 42
6.5.1	Uvažovaná zatížení	strana 43
6.5.2	Uvažované kombinace zatížení	strana 45
6.5.3	Výpočet stěny – posouzení konstrukce podle kritérií	strana 45
6.5.3.1	Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry	strana 45
6.5.3.2	Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)	strana 46
6.5.3.3	Mezní stavy použitelnosti.	strana 47

1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ, ÚČEL STAVBY

1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

Akce : KROUNKA, KUTŘÍN, VÝSTAVBA POLDRU
 Objekt: D.1.1 – SO 01 hráz
 Podobjekt: SO 01.3 BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV
 Katastrální území : Perálec, Hněvětice, Mířetín, Česká Rybná kraj : Pardubický
 Investor : Povodí Labe, státní podnik, Víta Nejedlého 951, 500 03 Hradec Králové
 Hlavní projektant : ŠINDLAR s.r.o., Na Brně 372/2a, 500 06 Hradec Králové, IČO 260 03 236
 Stupeň PD : Dokumentace pro provedení stavby
 Zodp. proj. konstr. části : Ing. Vladimír Zevl, Dolní Roveň 281, 533 71 Dolní Roveň, IČ: 728 68 333
 v seznamu autorizovaných osob ČKAIT veden pod číslem 0701151

1.2 PŘEDMĚT PROJEKTU, ÚČEL STAVBY

Poldr Kutřín na říčce Krounce je prvkem systému protipovodňové ochrany v povodí řeky Novohradky. Krounka je jejím významným levostranným přítokem, její vodnost je v ústí srovnatelná s hlavním tokem. Funkcí poldru je zadržení a transformace povodňových průtoků.

Členění stavby na stavební objekty a provozní soubory vychází z projektové dokumentace pro vydání územního rozhodnutí Krounka, Kutřín, výstavba poldru, ŠINDLAR s.r.o., 2015.

SO 01 – hráz

SO 01.1. – těleso hráze

SO 01.2. – základová výpust

SO 01.3. – bezpečnostní přeliv

SO 02 – rekonstrukce mostu

SO 03 – opatření na ochranu vodních zdrojů

SO 04 – stabilizace hráze MVN Kutřín

SO 05 – objekty v zátopě, nová výstavba

SO 06 – revitalizace Martinického potoka

SO 07 – obslužné komunikace

SO 09 - vegetační úpravy

SO 10 – odvodnění pozemku 369/8 (k.ú. Perálec)

SO 11 - přípojka elektrické energie, přeložky

SO 12 – rekultivace zemníků

Konstrukce řešené v této části dokumentace jsou zahrnuty do objektu SO 01.3 – bezpečnostní přeliv.

1.3 VYMEZENÍ ROZSAHU, POŽADAVKY NA DALŠÍ STUPNĚ PD

Předmětem statického posouzení jsou výhradně betonové konstrukce stěn bezpečnostního přelivu a navazujícího skluzu Poldru Kutřín. Tyto konstrukce jsou v rámci objektového členění akce zahrnuty do objektu **SO 01.3 – bezpečnostní přeliv.**

Projektová dokumentace je vypracována ve stupni pro provedení stavby.

Konstrukční řešení zahrnuje návrh betonových konstrukcí stěn bezpečnostního přelivu a navazujícího skluzu Poldru Kutřín. Stěny jsou navrženy svými tvary, rozdělením do dilatačních celků a předpokládaných pracovních záběrů. Navržena jsou systémová řešení těsněných dilatačních a pracovních spár a schémata výztuže.

Upozorňuji zvláště, že výztuž je dokumentována pouze schémata výztuže, a tudíž ji nelze podle nich objednat a vyrábět. Rovněž použité značení a číslování výztuže je pouze orientační a slouží výhradně jako pomůcka pro zpracování přibližných výměr vyztužení konstrukcí. Pro výrobu výztuže bude vypracována výrobní dokumentace výztuže s definováním tvarů a detailů a s přesnými výkazy pro objednávku výrobu a osazení výztuže.

2. PODKLADY, NORMY, NÁVRHOVÉ POMŮCKY, SOFTWARE

2.1 PODKLADY

- 1/ Objednávka technické pomoci při zpracování prováděcí dokumentace stěn bezpečnostního přelivu. Objednatel: ŠINDLAR s.r.o., Na Brně 372/2a, 500 06 Hradec Králové, IČO 260 03 236
- 2/ Rozpracovaný projekt Krounka, Kutřín, výstavba poldru, zpracovatel: ŠINDLAR s.r.o., Na Brně 372/2a, 500 06 Hradec Králové, IČO 260 03 236
- 3/ Konzultace konceptů se zpracovatelem částí PD, dodavateli stavby a investorem.

2.2 POUŽITÉ NORMY

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení
ČSN EN 1991-1-3	Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992 -1	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-3	Navrhování betonových konstrukcí - Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
ČSN 1208	Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů
ČSN 75 2340 (752340)	Navrhování přehrad - Hlavní parametry a vybavení
ČSN 73 6503	Zatížení vodohospodářských staveb vodním tlakem
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla
ČSN EN 1998-1	Navrh. konstr. odolných proti zemětřesení. Část 1: Obecná pravidla pro PS
ČSN EN 1998-1	Navrh. konstr. odolných proti zemětřesení. Část 1: Zásobníky, nádrže a potr.
ČSN EN 206-1 (732403) - Beton	- Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
Dříve platné normy:	
ČSN 73 6506	Zatížení vodohospodářských staveb ledem (zrušena 2012)
ČSN 73 0035	Zatížení stavebních konstrukcí
ČSN 73 1001	Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 1101	Navrhování zděných konstrukcí
ČSN 73 1201	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN 73 1401	Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN 73 1701	Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN 73 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce

2.3 LITERATURA A NÁVRHOVÉ POMŮCKY

Návrhové pomůcky: Tabulky, Tabulky pro výpočet desek a stěn, R. Bareš, - pro orientační předběžné výpočty. Statické tabulky. Technické podklady výrobců stavebních výrobků a další návrhové pomůcky.

2.4 NÁVRHOVÝ SOFTWARE

Statický výpočet konstrukce – výpočet stavu napjatosti a deformací: Axis VM 13. Dimenzování betonových, ocelových a dřevěných konstrukcí: Axis VM 13, Idea StatiCA v.9 + vlastní kalkulátory s algoritmy výpočtů založenými na postupech předepsaných v příslušných normách, příp. na návrhových postupech z příslušné odborné literatury. Kompletní výpočty jsou archivovány u zpracovatele konstrukční části PD.

3 UMÍSTĚNÍ STAVBY, PŘÍRODNÍ A ÚZEMNĚ TECHNICKÉ PODMÍNKY

3.1 CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ

Poldr Kutřín je prvkem systému protipovodňové ochrany v povodí řeky Novohradky. Krounka je významným levostranným přítokem Novohradky, její vodnost je v ústí srovnatelná s hlavním tokem.

Stavba má za cíl ochránit obce níže na toku (Luže, Jenišovice, Chroustovice) před škodami způsobenými souběhem povodní z toků Krounky a Novohradky. Funkcí poldru je zadržení a transformace povodňových průtoků.

3.2 MÍSTNÍ PŘÍRODNÍ PODMÍNKY

Jsou podrobně popsány v koordinační části dokumentace.

Klimatická zatížení jsou vzhledem k charakteru řešených konstrukcí nepodstatná.

Dle ČSN EN 1998-1 (navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1:Obecná pravidla...) náleží lokalita do oblasti s návrhovým zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,00 - 0,02$ g.

Vliv poddolování - není uvažován. Stavba se nenachází na poddolované území.

3.3 ÚZEMNĚ TECHNICKÉ PODMÍNKY

Jsou podrobně popsány v koordinační části dokumentace.

3.4 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOL. POMĚRY, ZÁKL. POMĚRY

Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum pro akci „Krounka, Kutřín, výstavba poldru“ a jeho dílčí část A. Krounka - hráz poldru byl firmou Mgr. Michal Štainer - E-G-O-O (Ekologie-Geologie-Odpady-Obchod) Břehej. Objednatel: ŠINDLAR s.r.o. - stavby vodního hospodářství a krajinného inženýrství Hr. Králové.

Vzhledem k tomu, že pro účely řešených částí stavby – stěn přelivu a skluzu je relevantní pouze část závěrů provedeného I-GP, uvádím níže pouze základní údaje souhrnné části I-GP a podrobněji jsou rozvedeny údaje týkající se výhradně základových poměrů pro založení stěn.

Předkvartérní podloží

Předkvartérní ordovické podloží tvoří značně zpevněné a částečně metamorfované horniny převážně charakteru tvrdých šedých až černošedých drob s různě hojnými vložkami břidlic, a podřadně i tmavě šedých fylitizovaných břidlic.

Kvartér

Kvartérní pokryv v úzké údolní nivě Krounky reprezentují především pleistocénní fluviální štěrkovité akumulace, většinou kamenité až balvanité frakce, až podřadně písčité a v polohách jílovité, jílovitopísčité. Pod fluviálními štěrky se na předkvartérním podloží nachází bazální polohy pleistocénních deluviálních sedimentů charakteru jílovitých sutí až sufových hlín. Na povrchu se vyskytují recentní humózní hlíny o malé ověřené mocnosti většinou do 0,1 m.

Aluviální (povodňové) holocénní zeminy ve svrchním souvrství pokryvných sedimentů v údolní nivě mají převážně jemnozrnný charakter. V prostoru koryta odpadu od bezpečnostního přelivu jsou jemnozrnné aluviální náplavy v menších mocnostech většinou řádu dm a většinou obsahují úlomky drob, případně štěrků.

Hydrogeologické poměry

Souvislé mělké zvodnění v kvartérních sedimentech je v prostoru projektované hráze poldru vázáno pouze na průlinově propustnou fluviální štěrkovitou až štěrkopískovou terasu říčky Krounky a jak bylo ověřeno současným průzkumem i na zónu rozvolnění povrchu skalního podloží do hloubky cca 4 - 5,5 m pod současným povrchem.

V údolní nivě vodotečí hladina podzemní vody přímo komunikuje s povrchovým tokem. Dotace do mělkého kolektoru je závislá na intenzitě srážkové činnosti a komunikaci s povrchovými vodami vodního toku, dále na retenční schopnosti pokryvných útvarů. Další dotace se v menší míře předpokládá i nesoustředěnými přírory z předkvartérního podloží a okolních skalních hornin.

Inženýrskogeologické poměry

Sondy v prostoru spadiště a vývaru od BP

SBP-1	(ČSN 73 6133)	ČSN 73 3050
0,0 - 0,1 m jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F1 O	3
0,1 - 0,9 m suť hlinito kamenitá úlomky drob velikosti většinou 10 -20 cm, pevná konzistence výplně	G4 GM +Cb,B	4
<0,9 m suť balvanitá až bloková s jílovitoprachovitou výplní pevné konzistence, použitou mechanizací prakticky netěžitelné	B (G4 GM)	5-6
KVARTÉR		

SBP-2		(ČSN 73 6133)	ČSN 73 3050
0,0 - 0,1 m	jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F5 +G O	3
0,1 - 0,5 m	suť hlinito kamenitá úlomky drob velikosti většinou 10 -20 cm, pevná konzistence výplně	G4 GM +Cb,B	4
0,5 - 0,9 m	suť balvanitá až bloková kusy horniny velikosti až okolo 40 -80 cm s jílovitoprachovitou výplní pevné konzistence, použitou mechanizací velmi složitě těžitelné	B (G4 GM)	5
KVARTÉR			
SBP-3		(ČSN 73 6133)	ČSN 73 3050
0,0 - 0,2 m	jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F5 +G O	3
0,2 - 0,6 m	hlína prachovitá nízké plastická, velmi pevná až tvrdá konzistence, světle hnědá	F5 ML	3-4
0,6 - 0,9 m	jíl písčitý, tuhý -pevný, při bázi s přechodem až do jílovitého písku, světle hnědý až hnědý	F4 CS	2-3
0,9 - 1,5 m	suť hlinito balvanitá úlomky drob velikosti většinou 10 -40 cm, pevná konzistence prachovito hlinité výplně	G4 GM +Cb,B	4
1,5 - 1,9 m	štěk jílovito písčitý, špatně vytríděné opracované říční valouny velikosti většinou 5 - 25 cm, středně ulehý, hrubě písčitý, mokrý	G5 GC - G3G-F+Cb,B	3-4
1,9 - 2,0 m	suť hlinito kamenitá, úlomky drob velikosti většinou do 8 -10 cm, tuhá konzistence jílovité výplně	G5 GC +Cb	3
KVARTÉR			
2,0 - 2,1 m	droba tvrdá, šedá, použitou mechanizací netěžitelná	R3-R2	6(-7)
ORDOVÍK			
SBP-4		(ČSN 73 6133)	ČSN 73
0,0 - 0,1 m	jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F5 +G O	3
0,1 - 0,4 m	hlína prachovitá nízké plastická, velmi pevná až tvrdá konzistence, světle hnědá, příměs úlomků drob velikosti většinou do 10 cm	F5 ML + G, Cb	3-4
0,4 - 1,4 m	suť balvanitá kusy horniny velikosti většinou 15 až přes 60 cm s jílovitoprachovitou výplní velmi pevné konzistence, použitou mechanizací obtížně těžitelné	B (G4 GM)	5
1,4 - 2,1 m	štěk balvanitý, hrubě písčitý až jílovito písčitý, špatně vytríděné opracované říční valouny velikosti většinou 5 -30 cm, středně ulehý, mokrý	G5 GC - G3G-F+Cb,B	3-4
KVARTÉR			
<2,1 m	droba tvrdá, šedá, blokově rozvolněná, použitou mechanizací netěžitelná	R3-R2	6(-7)
ORDOVÍK			

Souvislá hl. podz. vody v žádné ze sond nebyla zastižena -zřejmě vzhledem k extrémně nízkému stavu v řece. Za normálních hydrologických a hydrogeol. podmínek lze předpokládat saturaci vrstvy říčních štěrků.

Doporučení pro založení stěn koryta skluzu

Odpadní koryto od bezpečnostního přelivu bude ve své horní části zakládáno ve skalních horninách a ve spodní části, vč. vývaru, bude vedeno v údolní nivě. V nivě tvoří svrchní vrstvu balvanité až blokové sutě s jílovitohlinitou až písčitoohlinitou výplní, které jsou značně heterogenní z hlediska hustoty a velikosti horninových úlomků od kamenité až po balvanitou a hrubě balvanitou a místy s bloky horniny přes 1 m³.

Svahové sutě jsou většinou velmi únosné, ovšem vzhledem ke své heterogenitě se, v případě zakládání na tomto souvrství, doporučuje po obnažení základové spáry konzultace s inženýrským geologem nebo geotechnikem.

Zakládání na terasových štěrcích anebo ještě lépe na podložních drobách se vzhledem k charakteru stavby koryta nejvíce jeví jako problematické.

4. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STĚN BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

4.1 CELKOVÁ CHARAKTERISTIKA KONSTRUKCÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Parametry bezpečnostního přelivu:	Typ přelivu boční, s kruhovou přelivnou hranou;
Kóta koruny BP: 440,40 m n.m.	Délka přelivné hrany 25 m;
Výška přelivného paprsku při Q1000: 1,52 m	Poloměr zaoblení koruny přelivu 1,2 m
Šířka a délka spadiště BP 15,0 m a 28,6 m	Šířka a délka skluzu BP 15,0 m a 55,4 m

Jako bezpečnostní objekt je navržen boční bezpečnostní přeliv o délce přelivné hrany 25 m situovaný u pravobřežního zavázání hráze s navazujícím skluzem od přelivu, který je zakončený vývarem.

4.2 STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

4.2.1 STĚNY PŘELIVU

Jako bezpečnostní objekt je navržen boční bezpečnostní přeliv o délce přelivné hrany 25 m situovaný u pravobřežního zavázání hráze. Na spadiště přelivu plynule navazuje koryto skluzu, který bude zakončen vývarem.

Přelivná hrana bezpečnostního přelivu nádrže délky 25,00 m je výškově navržena na kótu 440,40 m n. m. Tvoří ji zaoblená koruna přelivné stěny o poloměru 1,20 m.

Stěna přelivu staticky působí jako betonová tížná hráz přenášející zejména tlak vody nádrže a další zatížení bezpečně do podloží stavby. Konstruktivně je tvořena stěnou lichoběžníkového profilu rozšiřující se symetricky dolů od koruny. V patě je stěna vetknuta do základové desky. Stěna s deskou tvoří konstrukci, která přenáší veškerá působící zatížení bezpečně do únosného podloží.

Stabilita konstrukce je zajištěna jejími rozměry a tuhostí. Vlastní tíha stěny a příznivé účinky od přitížení materiálů úpravy dna nad základovou deskou působí jako stabilizující složka proti překlopení stěny nebo proti nadměrnému hranovému namáhání kraje základové spáry.

Deska rozšiřuje základovou spáru stěny a nesymetricky přesahuje obrys stěny větší rozměrem směrem do spadiště. Stěna nad deskou bude lichoběžníkového profilu rozšiřující se symetricky k základové spáře. Symetrický sklon obou povrchů stěny je 1:10.

Povrch betonové stěny pod přelivnou hranou bude strukturován vložním matric do bednění stěny. Struktura matric imitující kamenné zdivo bude sladěna s ostatními betonovými prvky hráze.

Zaoblená přelivná hranu bude vytvořena z betonových tvarovaných prefabrikátů uložených a kotvených do vrchní vodorovné spáry monolitické stěny.

Zkosený líc stěn směrem do spadiště plynule navazuje na líc stěn skluzu.

Stěna přelivu bude rozdělena do tří dilatačních celků (vč. přechodového dilatačního úseku v napojení na stěnu hráze). Délka dilatačních úseků: přechodový dilatační úsek (označen jako dil. úsek 11) ... délka 8,00 m, další dva navazující dilatační úseky (ozn. 12 a 13) mají délky 15,00 m

Stěny přelivu budou založeny bezpečně do skalního podloží, které probíhá v hloubce cca 2,0 až 3,00 m po stávajícím terénu. Úroveň spáry stěn bude výškově odstupňována pro jednotlivé dilat. úseky stěny.

V dokumentaci je základovými spárami myšlen teoretický spodní líc podkladního betonu (předpokládaná min. tl. 200 mm; armován sítěmi). Ve skutečnosti bude spára v horninovém prostředí nepravidelná a vzhledem k různě velkým výlomům výškově členitá. V rámci provedení podkladního betonu budou tyto nerovnosti vyrovnány dobetonováním a v celé ploše podkladního betonu bude položena konstrukční výztuž ze sítí nastavovaných přesahy. Min. tloušťka podkladního betonu bude 200 mm.

Stěna se svými mohutnými rozměry příčných profilů spadá do kategorie konstrukcí z masivního betonu. Tomu odpovídá navržená specifikace betonu a prostorové vyztužení částí konstrukce zejména na vykrytí účinků napětí od omezení volného přetvoření konstrukce od objemových změn.

Dilatační i pracovní spáry budou těsněny systémovými těsnicími profily. U stěn bude navrženo těsnění ve dvou stupních – primárním – blíže k návodní straně a sekundárním – směrem ke spadišti. Těsnicí profily dilatačních a pracovních spár budou vzájemně vodotěsně napojovány.

Šířka dilatačních spár u stěn přelivu je navržena 30 mm. Pozor u kratších a subtilnějších stěn skluzu bude šířka spár pouze 20 mm.

Speciální specifikace betonu pro masivní konstrukci stěn přelivu je sladěna s návrhem specifikace betonu pro návodní stěnu nádrže. Tyto specifikace byly stanoveny zpracovatelem návrhu betonových konstrukcí hráze na základě provedených zkoušek. V případě úprav nebo upřesnění specifikací betonu návodní stěny hráze bude stejně upravena i specifikace stěn přelivu.

Základní specifikace betonových konstrukcí stěn přelivu:

Zařazení betonu dle ČSN EN 206-1 (28 denní pevnost)	C12/15 až C16/20.
Umístění v poldru - typ prostředí:	Návodní strana, ev. vzdušný líc.
Výztuž:	Vyztužen.
Množství cementu - CEM II/B-S 32,5 (L,N,R)a):	Max. 230 kg/m ³
Úletový vysokoteplotní popílek	~80 kg/m ³
Pojivo celkem	310 kg/m ³
Voda orientačně	170,5 kg/m ³
Voda pojivo (vodní součinitel)	0,55
Plastifikátor	0,1÷0,5 % hmot.i pojiva (cement+ popílek)
Provzdušňovač	0,1÷0,5 % hmot. pojiva (cement + popílek)
Urychlovač	0
Max. velikost kameniva	63 mm
Vzduch	3,5 ± 1 %
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 28 dní	20 ÷ 25 MPa
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 90 dní	28 ÷ 33 MPa
Očekávaná průměrná tah. pevnost, splitting, 28 dní, f_{ctm}	1,6 ÷ 2,0 MPa

4.2.2 STĚNY SKLUZU

Na spadiště navazuje skluz bezpečnostního přelivu délky 55,4 m ve sklonu 21,0 %. Koryto skluzu je na levém břehu vymezeno navrhovanou železobetonovou opěrnou stěnou, na pravém přirozeném břehu je část vylámána ve skalním podloží.

Navrhovaná opěrná stěna skluzu návodním lícem navazuje na stěny přelivu. Tvarově je navržena jako úhelníková stěna se svislou částí vetknutou do vodorovné desky. Svislá část stěny je na návodním líci mírně zkosena od svislého směru (10/1), rubový líc stěny je svislý. Základová deska půdorysně přesahuje stěnu na návodní i suché straně a významně se podílí na zajištění stability a bezpečného založení stěny. Deska jednak rozšiřuje spáru v příčném směru a současně tvoří základnu pro stabilizační přitížení stěny násypy a souvrstvím úpravy dna.

Stěna je po délce rozdělena na dilatační úseky délky 5 700 mm. Šikmý vrch stěny kopíruje sklon dna koryta skluzu. Horní hrana stěny výškově přesahuje úroveň dna v konstantním odstupu cca 2 250 mm.

Základová spára desky je výškově odstupňovaná a sleduje sklon skluzu. Spára je navržena tak, aby zasahovala pod předpokládaný strop navětralého podloží (navětralé droby). Výškové odskoky probíhají v dilatačních spárách, takže deska dilatačního úseku probíhá v jedné úrovni bez zalomení.

Koryto skluzu je ukončeno vývarem. Levý břeh vývaru paží spodní dilatační úsek opěrné stěny. Tento úsek je delší než ostatní a je půdorysně zalomen. Zalomením křídla je stěna zavázána do svahovaného břehu. Stěna toho úseku je současně vyšší než ostatní úseky, protože musí být založena až pod dno vývaru. Vzhledem k většímu zatížení stěny je deska stěny rozšířena a výškově zalomena vrubem na rubovém kraji. Opření desky o vystupující vrub zajišťuje spolu s vodorovnou únosností spáry bezpečnost konstrukce proti usmyknutí ve spáře.

Součástí betonových konstrukcí skluzu je i opěrná stěna závěrného prahu. Konstrukčně je opět navržena jako úhelníková stěna s deskou a svislou částí. Stěna probíhá kolmo k poslednímu dilatačnímu dílci stěny skluzu. Od stěny skluzu je oddělena dilatační spárou. Rovněž tato opěrná stěna závěrného prahu je po délce dělena do dilatačních úseků.

Základní specifikace betonových konstrukcí stěn skluzu:

Jsou dány určením betonu – **vodostavební beton**, pro konstrukce s předepsaným stup. vodotěsnosti. Dále jsou to **podmínky působení prostředí na betonové konstrukce**. Ty jsou rozdílné na suchém a zvodnělém povrchu. Rozhodujícím vlivem prostředí je působící chemická podzemní vody a vody z přepadu nádrže.

Stupeň vlivu prostředí:

Agresivita podzemní vody byla posuzována pouze v mělké zvodni proudící v terasových štěrkopiscích z hl. cca 2,6 m p.t. Současně byl odebrán vzorek povrchové vody z říčky Krounky. Výsledky analýz vod, převzaté z předchozí zprávy předběžného průzkumu, jsou shrnuty v následujícím textu.

Podzemní voda mělké kvartérní zvodně. Podzemní voda z vrtu IJK-2h je zásaditá, měkká, s velmi nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, je charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

Povrchová voda z Krounky je zásaditá, středně tvrdá, s nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Podobně jako u podz.vody je vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) dle tab. 2 uvedené normy.

Základní specifikace betonových konstrukcí nádrží na základě výše uvedených faktorů:

Navržen beton **pevnostní třídy C30/37**. Stupeň vlivu prostředí: **XC4, XA2, XF4**.

Mez frakce kameniva (největší zrno) 22 mm; max. obsah chloridů v betonu Cl 0,2%; Hmotnostní koncentrace cementu max. 400 kg/m³, min. 300 kg/m³; max. vodní součinitel w = 0,5; minimální modul pružnosti 31 Gpa; 100% pevnost betonu v tlaku bude dosažena po 28 dnech.

5. ANALÝZA KONSTRUKCÍ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU, UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ

5.1 ZÁSADY NÁVRHU

Konstrukce byly navrženy podle koncepce mezních stavů zakotvený v návrhových přístupech ČSN EN 1990 Navrhování konstrukcí. Zatížení bylo vypočteno dle systémů norem ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí, ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí.

Betonové konstrukce bezpečnostního přelivu byly navrženy pro podle norem:

ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-3 (73 1212)	Navrhování betonových konstrukcí: Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
ČSN 73 1208	Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb
ČSN 75 0905	Zkoušky vodotěsnosti vodárenských a kanalizačních nádrží
ČSN EN 13670 (73 2400)	Provádění betonových konstrukcí
ČSN EN 206-1 (73 2403)	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN P 73 2404	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace
ČSN EN 12620 (72 1502)	Kamenivo do betonu

Při návrhu a posouzení dimenzí bylo postupováno dle ustanovení systémů norem ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí, zejména dle ČSN EN 1992-1-1 Obecná pravidla pro pozemní stavby, a ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů.

V ustanovení 4.1.5 ČSN 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů jsou konstrukce bezpečnostního přelivu zatříděny podle třídy následků pro vodohospodářské objekty dle tabulky 1 do **třídy významu CC3**. Zatřídění přiřazuje návrhu konstrukce **součinitel významu $\gamma_1 = 1,20$** . Tímto součinitelem jsou násobeny hodnoty zatížení při posuzování podle příslušného mezního stavu.

5.2 PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

Statická analýza byla provedena softwarem AXIS VM13. V programu byl vytvořen virtuální model stěn – (rozhodujících dilatačních úseků) včetně parametrů skutečného vyztužení železobetonových průřezů. Plošné prvky – desky a stěny byly tedy rozděleny na segmenty s odlišným vyztužením. Modely konstrukcí a mechanika působení byly přiměřeně zjednodušeny. Jednotlivá zjednodušení navržena tak, aby model zachoval co nejvýstižněji skutečné působení konstrukcí.

Tvary konstrukcí v modelu – navrženy dle skutečných rozměrů. Vyztužení deskostěnových ploch a liniových prvků v modelu dle návrhu v dokumentaci. Plochy aktuálního vyztužení v modelu rozměrově redukovány s uvažováním bezpečného zakotvení průřezů výztuže.

Podpory. Základová deska stěn je v modelech uložena na plošnou podporu představující uložení skutečné stěny na základovou spáru. Vzhledem k tomu, že se spárou do konstrukce vnášejí i vodorovné složky napětí od zatížení ale zejména od objemových změn betonu jsou pečlivě parametrizovány i tuhosti plošných podpor ve vodorovném směru (vlivy soudržnosti + tření ve spáře). Mezi deskou a podkladem dochází k interakci i z hlediska vodorovných složek plošných reakcí. Deformační parametry plošných podpor jsou uvažovány na straně bezpečnosti. Současně je zavedena nelinearita podpor s vyloučením tahu v uložení.

Nepřímá zatížení od omezení potenciálních objemových změn a účinky dotvarování betonu.

Nepřímá zatížení představují především účinky objemových změn betonu. Jedná se o vlivy smršťování betonu, vlivy změn teploty betonu při vývinu hydratačního tepla a při jeho následném chladnutí, a vlivy nerovnoměrných teplot konstrukcí v průběhu životnosti. Tyto změny navíc probíhají v různém stádiu betonu a tedy v průběhu vyvíjejících se mechanických parametrů betonu. Jednotlivé procesy se rovněž vzájemně prolínají. Složitost a souběh těchto procesů je přiměřeně zjednodušen ve výpočetním modelu. Účinky objemových změn jsou v modelu převedeny na ekvivalentní zatížení teplotami povrchů konstrukcí.

5.3 UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ

Hodnoty zatížení byly stanoveny podle druhu výpočtu - extrémní (návrhové) hodnoty zatížení byly použity při výpočtu podle skupiny mezních stavů únosnosti, provozní hodnoty (charakteristické, kvazistálé) zatížení byly použity při výpočtu podle skupiny mezních stavů použitelnosti. Výpočet konstrukce byl proveden s uvažováním všech rozhodujících nepříznivých kombinací zatížení. Tyto kombinace byly stanoveny s ohledem na možnost současného působení. Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci byla statická schémata modelující skutečné chování konstrukce přípustným způsobem zjednodušena. Idealizace schémat je na stránce bezpečnosti návrhu.

5.3.1 Stálá zatížení

5.3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce byla automaticky generována programem dle zadaných konstrukcí.

Tíha dřevěných prvků je uvažována hodnotou 6,0 kN/m³, Tíha ocelových prvků je uvažována hodnotou 78,5 kN/m³, Tíha železobetonových prvků je uvažována hodnotou 25,0 kN/m³. Součinitel stálých zatížení pro návrhové hodnoty je uvažován hodnotou 1,35 ; 1,00 a 0,90 dle uvažovaných kombinací.

5.3.3.1.2 Geotechnická zatížení - zatížení zemním tlakem

Charakteristické hodnoty tlaku na stěnu :

γ_z ... objem. tíha zeminy ... (char. hodnota) $\gamma_{zk} = (\text{kNm}^{-3})$;

Stanovení součinitele tlaku v klidu K_0 : Velikost zemního tlaku v klidu závisí zejména na materiálu použitém pro zásypy stěny. Ve výpočtech jednotlivých částí je uvažován případný vliv podzemní vody na průběh zemního tlaku.

V příslušných kombinacích jsou dle druhu uvažovány charakteristické a návrhové hodnoty zemního tlaku. Pro jejich určení použity charakteristické a návrhové hodnoty parametrů zeminy. $K_{0,k} = 0,666$ a výpočtová hodnota souč. při užití výpočtových hodnot $K_{0,d} = 0,700$. Ve výpočtu návrh. hodnot zemního tlaku navíc použit součinitel zatížení $\gamma_f = 1,20$.

5.3.1.3 Ostatní stálá zatížení

Přítížení tíhou zeminy působící na základovou desku, atd. vždy uvedena v přehledu zatížení řešených částí stěn.

5.3.1.4 Nepřímá zatížení - vliv poměr. přetvoření od dotvarování betonu, vliv smrštění bet.

Mezi stálá zatížení jsou v konkrétních případech řešení úseků zahrnuta i nepřímá zatížení vlivem objemových změn betonových konstrukcí vlivem smršťování betonu, zatížení teplotními změnami (zvláště vlivem hydratačního tepla při provádění konstrukcí). Ve výpočtech uvažován vliv dotvarování betonu.

Vliv poměrného přetvoření od dotvarování betonu

Níže je uveden výpočet poměrného přetvoření od dotvarování. Účinek dotvarování bude případně použit a ověřován v mezních stavech použitelnosti.

Poměrné přetvoření od dotvarování :

Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ dle přílohy B.1 ČSN EN 1992-1-1:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0); \text{ kde: } \varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = \alpha_2 (1 + \alpha_1 (1 - RH/100) / (0,1 (h_0)^{1/3}))) ; \beta(f_{cm}) = 16,8 / f_{cm}^{0,5}$$

$$\alpha_{1,2,3} : \alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0,7} ; \alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0,2} ; \alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0,5}$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,20})$$

$$\beta_c(t, t_0) = (t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,012 RH)^{18}) h_0 + 250 \alpha_3$$

Vliv smrštění betonu

Předpokládá se ošetřování stěn po dobu min. 7 dní. U základové desky bude ihned po betonáži aplikován protiodpařovací nástřik. S ohledem na výše uvedené je uvažována relativní vlhkost v okolí konstrukcí $RH = 80\%$. Účinek smrštění bude ověřován v mezním stavu použitelnosti.

Výpočet poměrného přetvoření podle ČSN EN 1992-1-1.

Vstupní parametry výpočtu pro beton C30/37 a tl. konstrukcí 500 mm:

Beton C3/37; $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$; $f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$; $f_{cm0} = 10,00 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$;

Cement třídy N (normální rychlost vývoje pevnosti): $s = 0,25$; $\alpha_{ds1} = 4$; $\alpha_{ds2} = 0,12$;

Tloušťka konstrukce (náhradní rozměr průřezu) = 500 mm; $RH = 80\%$;

Celkové poměrné smršťování se skládá z poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování. $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 269e-6 + 50e-6 = 319e-6$

1. Poměrné přetvoření od smršťování vysycháním ε_{cd} dle kapitoly 3. ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty, t_s)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty, t_s) = \varepsilon_{cd,0kH}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / ((t - t_s) + 0,04 * h_0^{3/2})$$

Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním $\varepsilon_{cd,0}$ dle přílohy B.1 ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * ((220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds1} f_{cm} / f_{cm0})). 1e-6 \beta_{RH}$$

$$f_{cm} \dots ; f_{cm0} \dots$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * (1 - (RH / RH_0)^3)$$

$$\alpha_{ds1} \dots \text{souč. druhu cementu: } = 3 \text{ pro cem. třídy S ; } = 4 \text{ pro cem. třídy N ; } = 6 \text{ pro cem. třídy R}$$

$$\alpha_{ds2} \dots \text{souč. druhu cementu: } = 0,13 \text{ pro cem. třídy S ; } = 0,12 \text{ pro cem. třídy N ; } = 0,12 \text{ pro cem. třídy R}$$

2. Poměrné autogenního smršťování ε_{ca} dle kapitoly 3. ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 1e-6$$

$$\beta_{as}(t) = (1 - \exp(-0,2 t^{0,5})) =$$

Závěr. Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Jestliže hodnota celkového smrštění je u jednoho z výpočtů např. $\varepsilon_{cs} = 320e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl cca 26,5°C.

Rozdíl ve smrštění dvou následujících výškových záběrů je v jednom z provedených výpočtů $\Delta \varepsilon_{cs} = 60e-6$; pak tomuto rozdílu přetvoření odpovídá teplotní rozdíl cca 5°C .

Ve výpočtu bude tedy např. jako výchozí teplota konstrukce T_0 stanovena hodnota $T_0 = 15,00^{\circ}\text{C}$.

Pak konečná teplota povrchů základové desky (na obou stranách) bude zadána $T_1 = -10,00^{\circ}\text{C}$;

a konečná teplota stěn přibetonovaných v následujícím záběru v časovém odstupu (cca 1 – 2 týdny) $T_2 = -15,00^{\circ}\text{C}$.

Interpretace modelu: Teplotní rozdíl mezi základní teplotou a teplotou desky simuluje vliv celkového smrštění. Napětí vnesené do konstrukce podloží desky smykovým namáháním spáry desky. Toto namáhání je ve výpočtu limitováno vodorovnou tuhostí spáry odpovídající max. hodnotě soudržnosti a tření mezi podkladem a deskou.

Teplotní posuv mezi deskou a stěnou pak zase reprezentuje vliv posunu mezi smrštěním desky a následně prováděných stěn.

Tento postup je zjednodušením skutečného vývoje napjatosti konstrukce vlivem omezení volného smrštění jednotlivých částí konstrukce ale do značné míry vystihuje skutečnost.

5.3.2 Proměnná zatížení

5.3.2.1 Zatížení hydrostatickým tlakem na návodní straně (dlouhodobé – stěny přelivu nebo krátkodobé – stěny skluzu)

5.3.2.2 Zatížení pohybem ledu a splavenin

5.3.2.3 Přitížení povrchu terénu za opěrnou stěnou

Uvažováno hodnotou ekvivalentního rovnoměrného zatížení povrchu : $p_k = 10,00 - 15,00 \text{ kNm}^{-2}$; součinitel zatížení a účelu $\gamma_f = 1,50$.

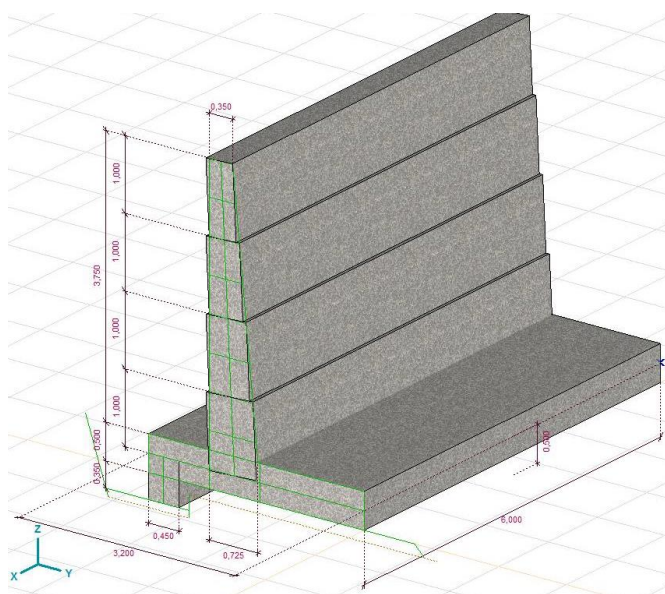
5.3.3 Seizmické zatížení

Seizmické zatížení – stavba se nachází v oblasti s ref. zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,00 - 0,02 \text{ g}$

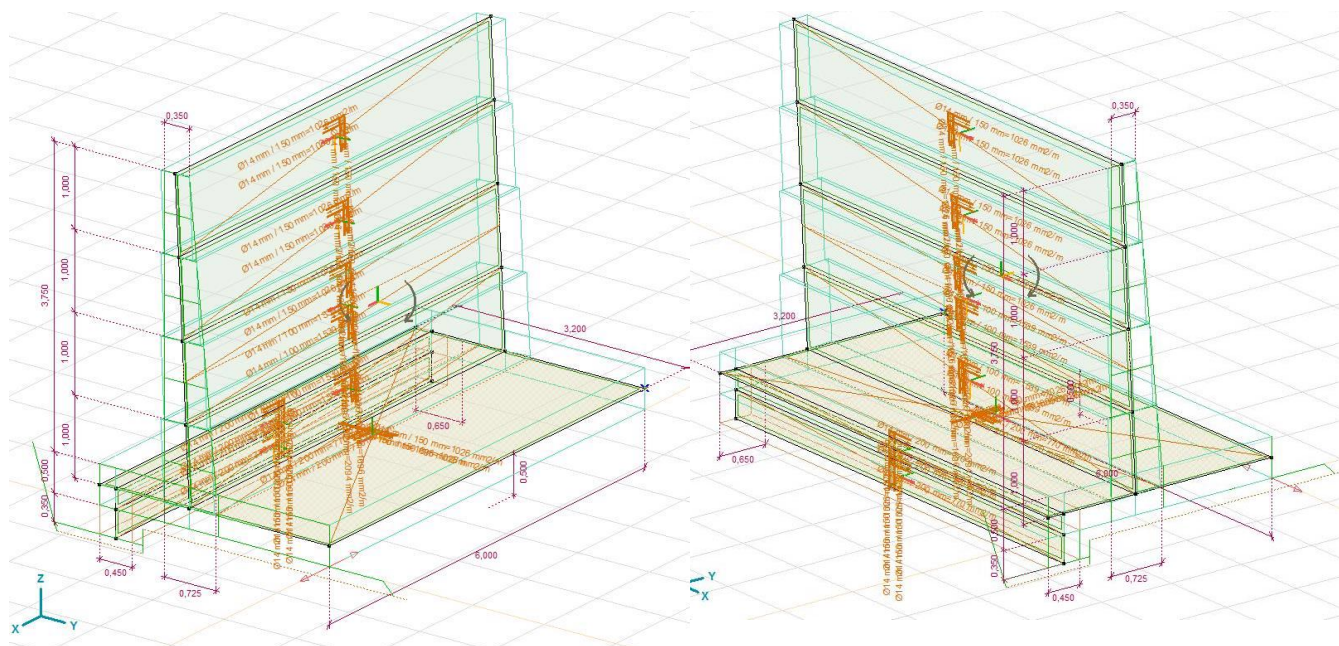
6. VLASTNÍ VÝPOČET DILATAČNÍCH ÚSEKŮ

6.1 OPĚRNÁ STĚNA ZÁVĚRNÉHO PRAHU

MODEL KONSTRUKCE STĚNY ZÁVĚR. PRAHU



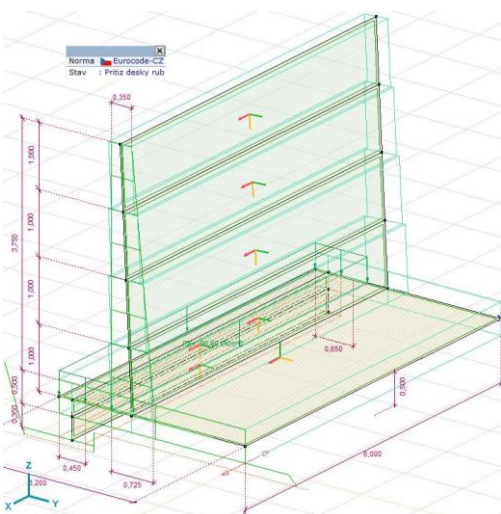
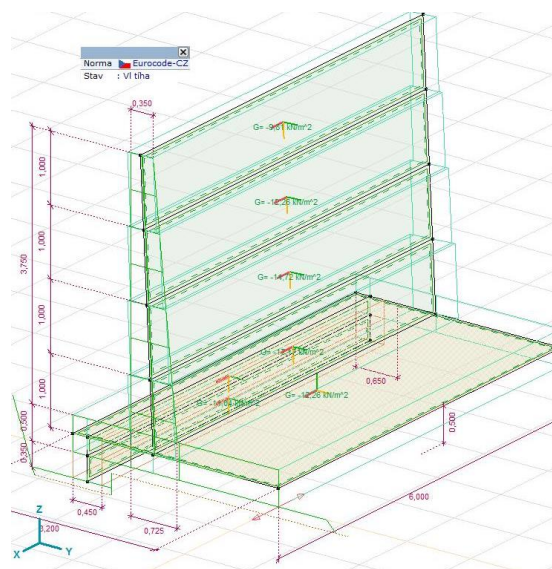
Model konstrukce stěny s uvedením výztuží průřezů



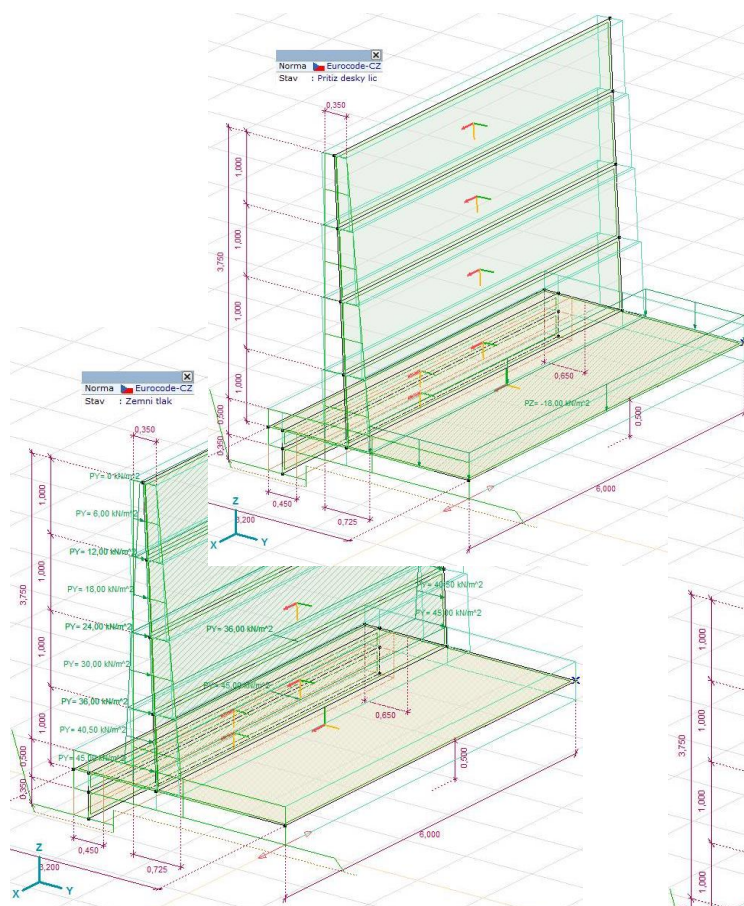
6.1.1 Uvažovaná zatížení

1. Stálá zatížení

1.1 Vlastní tíha (generováno automaticky) >

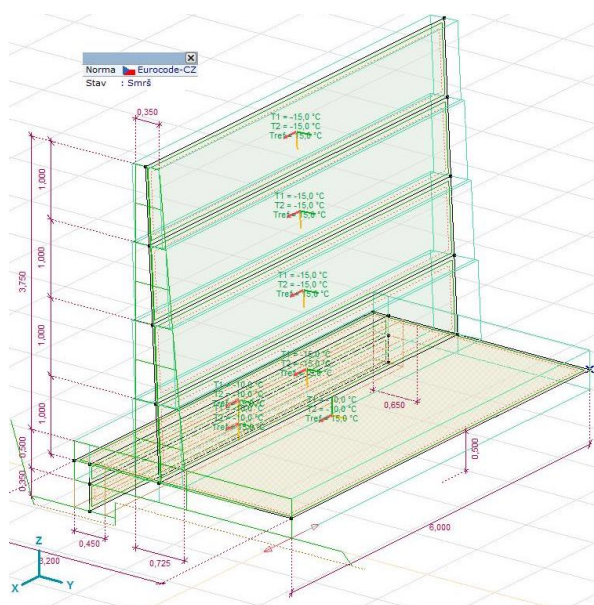


< 1.2 Přítížení
desky výplňovým betonem na rubové straně stěny.



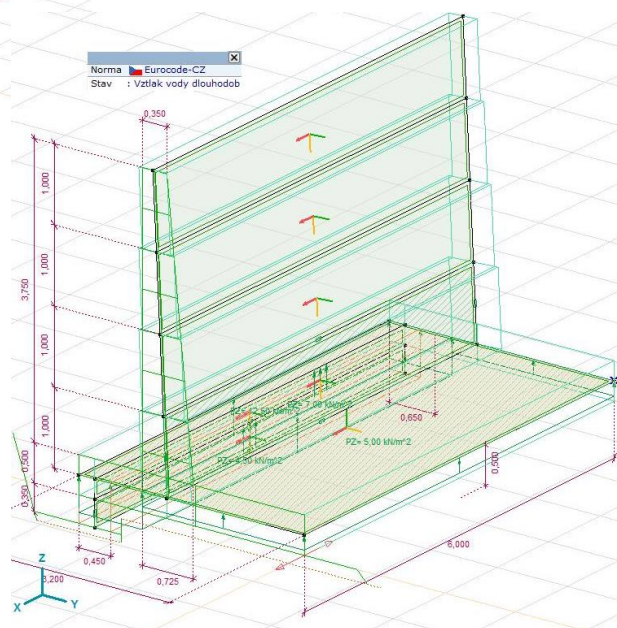
1.5 Vzlak vody dlouhodobá úroveň.

>



1.3 Přítlač desky úpravou dna na lícové straně stěny. >

< 1.4 Zemní tlak na rubové straně stěny.



< 1.6 Smrštění betonu.

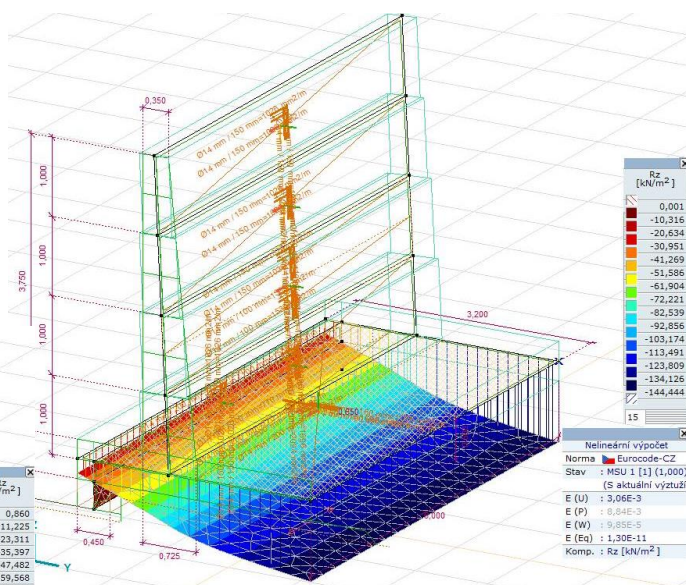
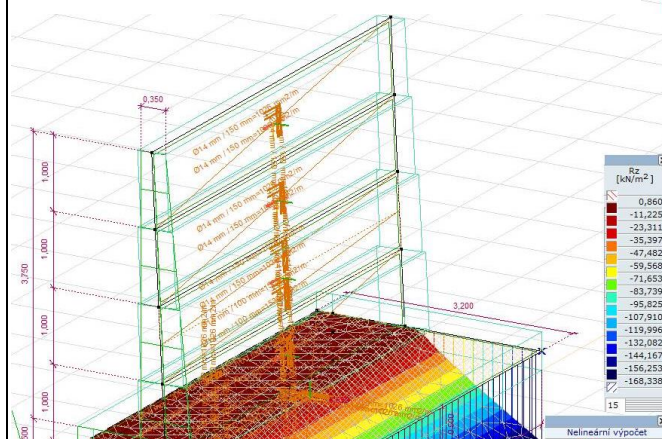
Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Kontrolním výpočtem byla vypočtena přibližná hodnota konečného smrštění betonu v konstrukcích cca $\varepsilon_{cs} = 300e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl 25,00°C.

Ve výpočtu je pak tento vliv modelován zatěžovacím stavem s nepřímým zatížením rozdílem teplot konstrukcí. Jako výchozí virtuální referenční teplota konstrukcí byla stanovena hodnota $T_0 = 15,00^\circ\text{C}$. Konečná teplota povrchů základové desky $T_1 = -10,00^\circ\text{C}$; a teplota stěn $T_2 = -15,00^\circ\text{C}$.

Teplotní rozdíl mezi referenční a konečnou teplotou představuje vliv smrštění. Do desky se vnáší namáhání prostřednictvím tuhosti plošné podpory – uložení desky na podklad. Rozdíl mezi konečnou teplotou desky a konečnou teplotou stěny představuje rozdíl mezi smrštěním desky a stěny v době připojení stěny na desku.

Napětí v základové spáře pro kritické kombinace MSU z hlediska stability na překlpení.

Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci MSU 1 : >



< Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci MSU 2 :

Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci MSU 3 : >

< Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci MSU 4 :

Napětí v základové spáře pro charakteristická zatížení.

Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci Char 3 : >

< Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci Char 4 :

Vyhodnocení:

Tlaková namáhání v základové spáře jsou menší než skutečná výpočtová únosnost zeminy (horniny) ve spáře. Současně z obrazce napětí - trojúhelníku (n. lichoběžníku) pro příčný profil stěny – vyplývá, že konstrukce je stabilní proti překlpení.

7.1.4.2 Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)

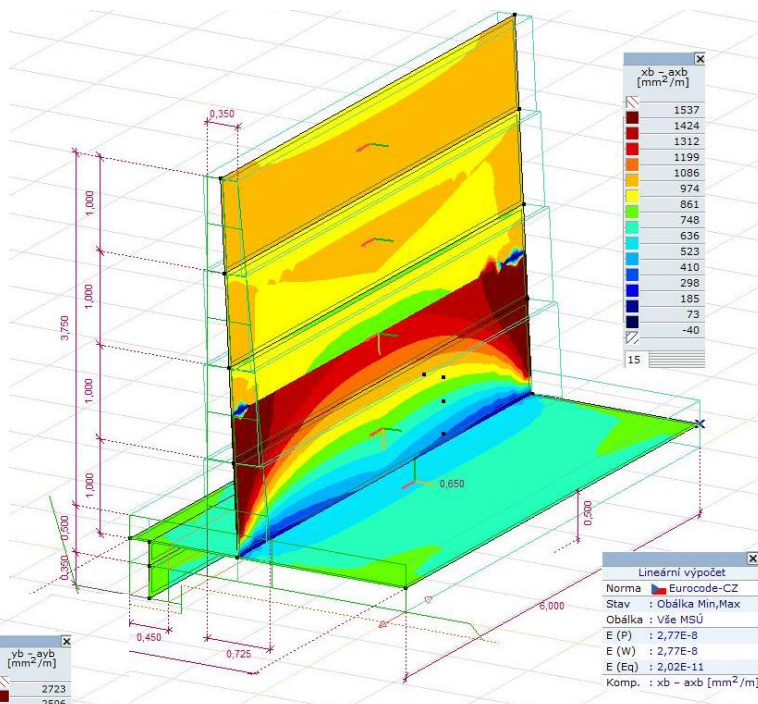
Pro obálku kombinací Min. Max. MSU jsou zobrazeny diagramy s izoplochami rozdílů ploch nutné a aktuální výztuže. Pokud je tento rozdíl pro výztuž při obou površích a v obou směrech v celém rozsahu konstrukcí > 0 , pak navrhované konstrukce vyhovují v celém rozsahu pro mezní stavy únosnosti.

Tj. níže je postupně ověřeno, že pro výztuž ve směru x a y a pro dolní i horní povrch je příslušný rozdíl ploch nutné a aktuální výztuže (znázorněný izoplochami) větší než 0.

$x_b - a_{xb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ)
... výztuž ve směru x při **spodním** povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn **rubový** povrch) $>$

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$x_b - a_{xb} > 0$** .

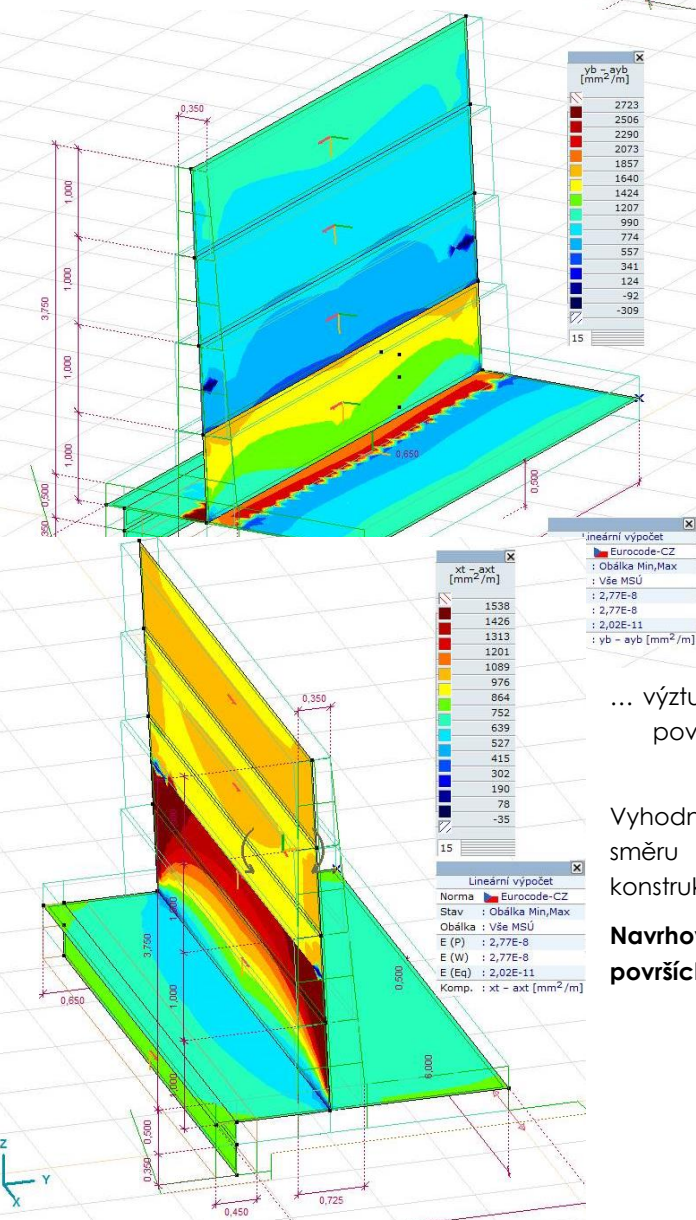
Navrhovaná výztuž ve směru x při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.



$y_b - a_{yb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru y při **spodním** povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn **rubový** povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$y_b - a_{yb} > 0$** .

Navrhovaná výztuž ve směru y při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.



$x_t - a_{xt}$ (pro obálku Min. Max MSÚ)
... výztuž ve směru x při **horním** povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn **lícový** povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při horním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$x_t - a_{xt} > 0$** .

Navrhovaná výztuž ve směru x při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

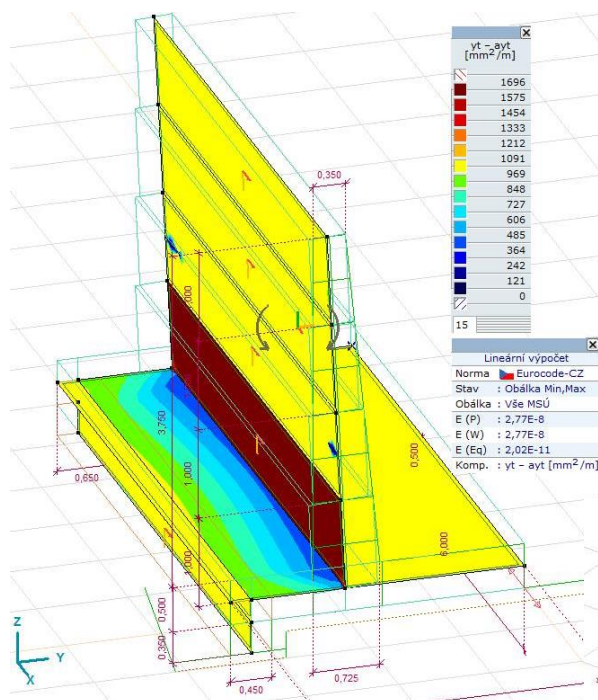
yt – ayt (výztuž ve směru y při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn vnitřní povrch)

>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **yt – ayt > 0**.

Navrhovaná výztuž ve směru y při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

Poznámka: malá místa, kde navržená plošná výztuž teoreticky nevyhovuje jsou pouze špičky momentů nebo teoretické linie střednic. Ve skutečnosti pata stěny probíhá v úrovni větnutí do desky. Navíc výztuž při započtení teor. malých špiček do relevantních dimenzačních ploch vyhovuje.

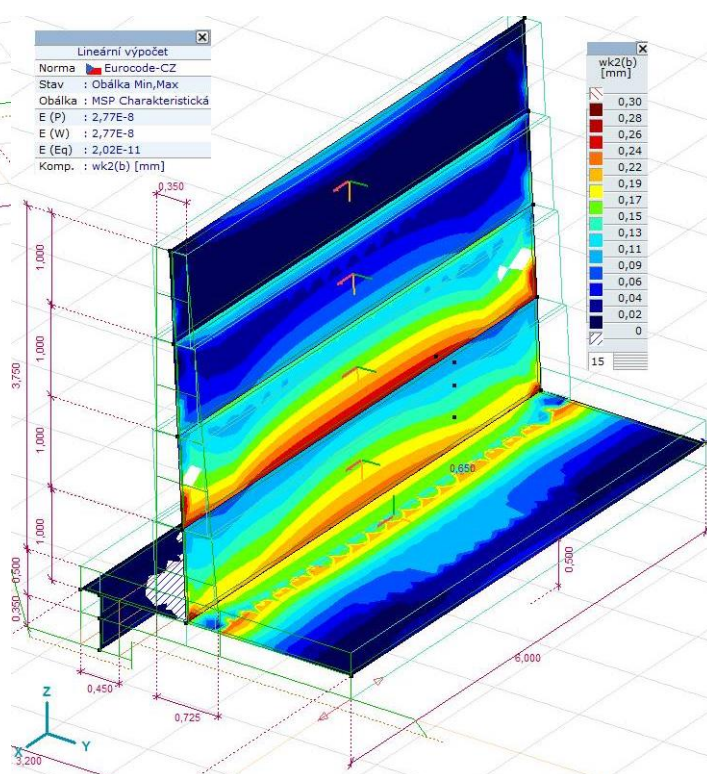


6.1.3.3 Mezní stavy použitelnosti.

Posouzeny šířky trhlin pro kvazistálé kombinace zatížení

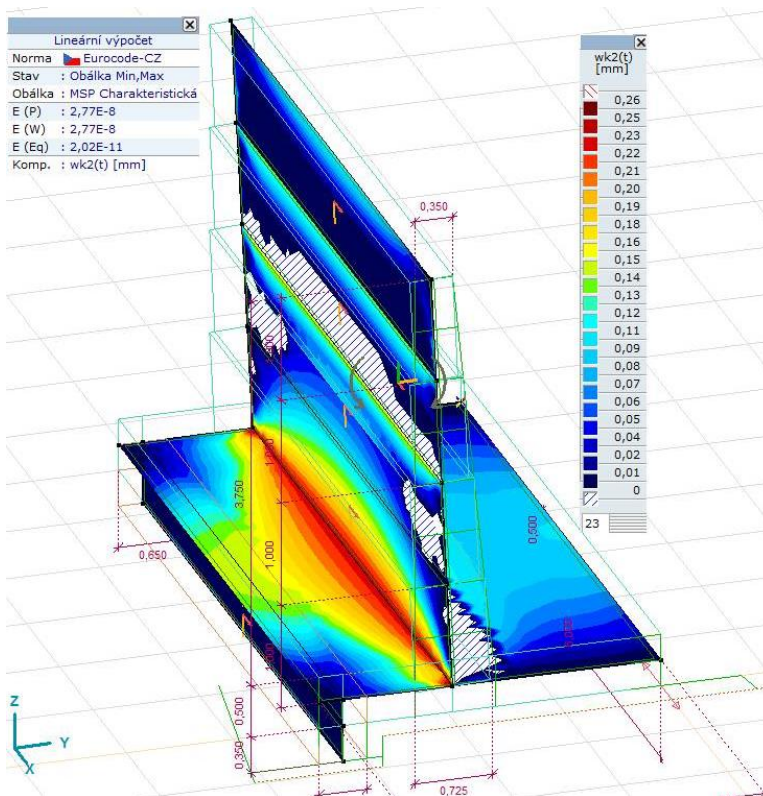
Omezení šířky trhlin - diagramy s izoplochami tloušťky trhlin pro oba povrchy

Wk2(b)šířka trhlin při **spodním povrchu** (to je u desky **spodní** povrch u stěn **rubový** povrch) >



Wk2(t)šířka trhlin při horním povrchu (to je u desky horní povrch u stěn lícový povrch dovnitř nádrží)

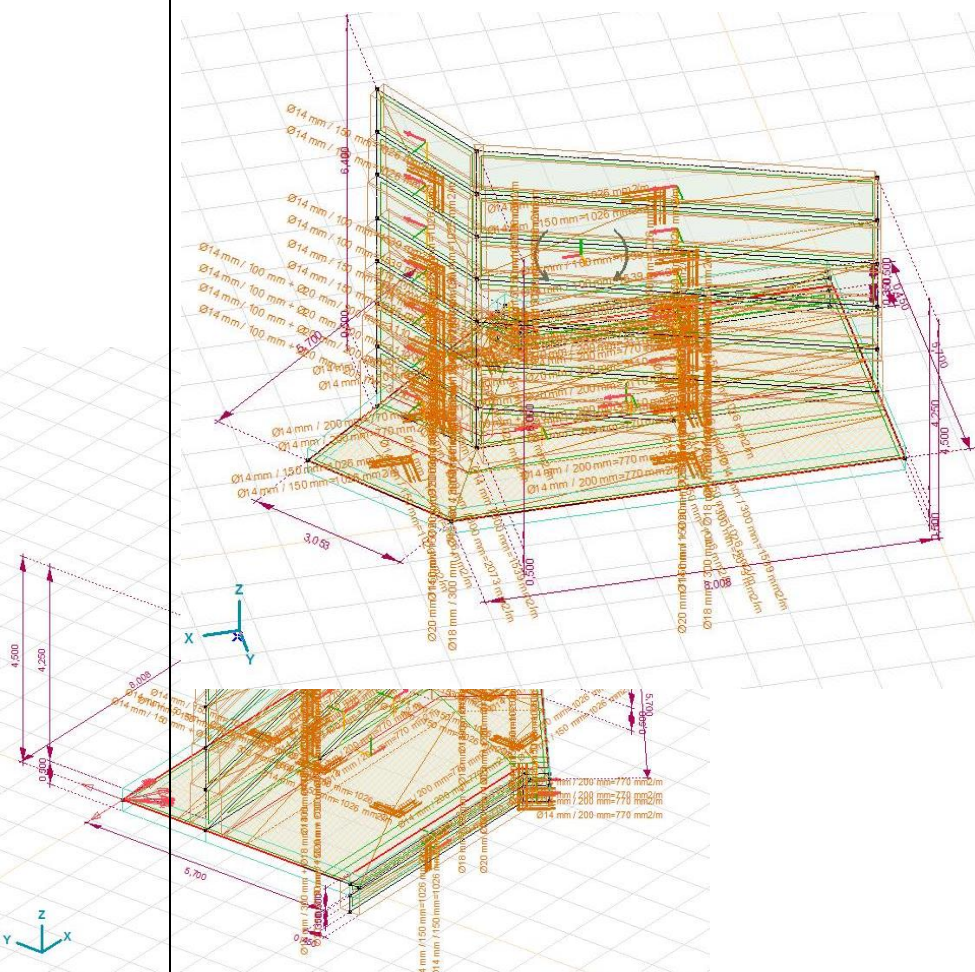
Vyhodnocení. Pro obálku MSP (Min. Max) dosahuje teoretická šířka trhlin na konstrukci max 0,30 mm, přičemž tato hodnota je v místě teor. Styčnice desky a stěny. Ve skutečnosti je relevantní uvažovat šířku trhlin v místě, kde stěna probíhá nad vrchem desky a v těchto místech je šířka trhlin max. 0,20 mm. Výpočet je navíc s rezervou na straně bezpečnosti jak s ohledem na zatížení, tak i na podmínky působení (není např. uvažován příznivý účinek dotvarování na šířku trhlin apod.)

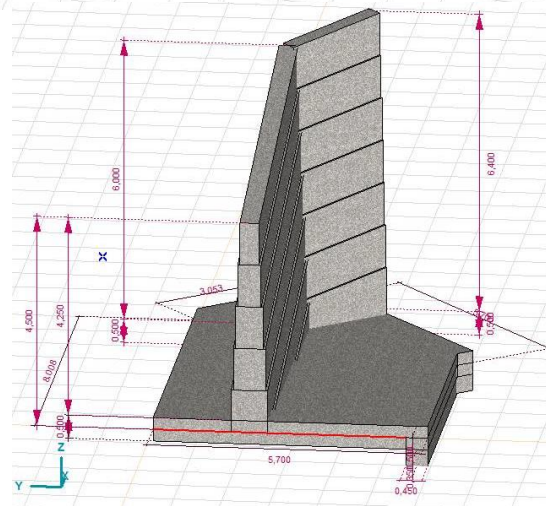
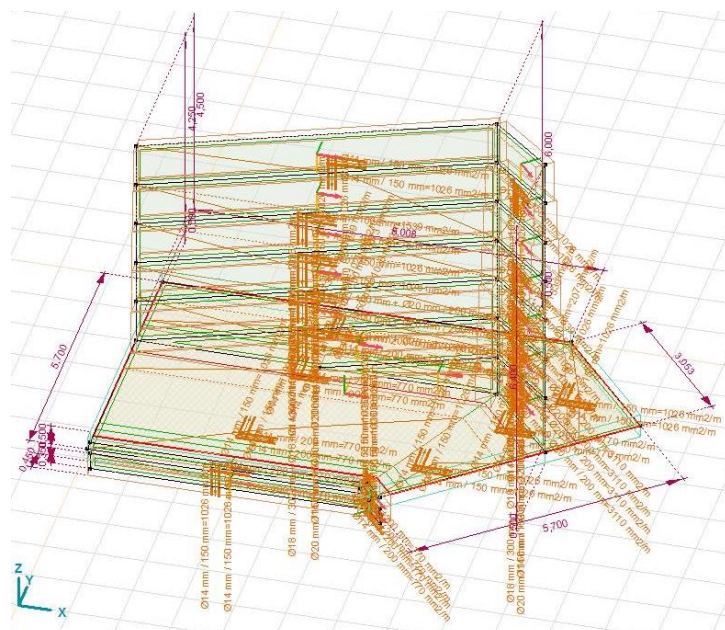
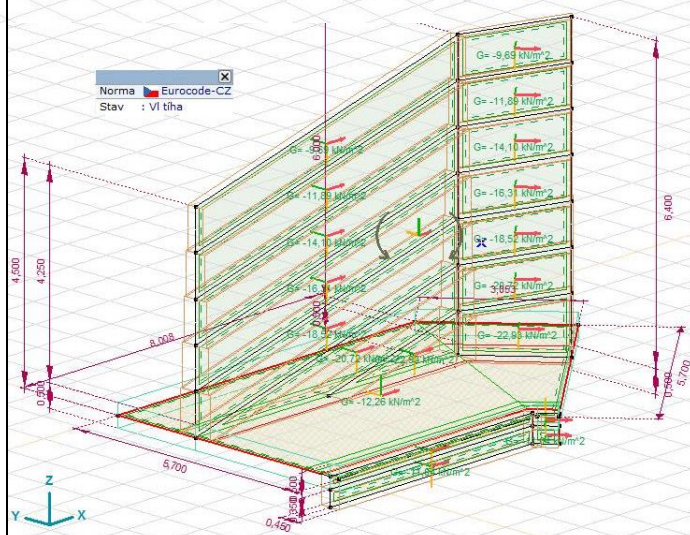
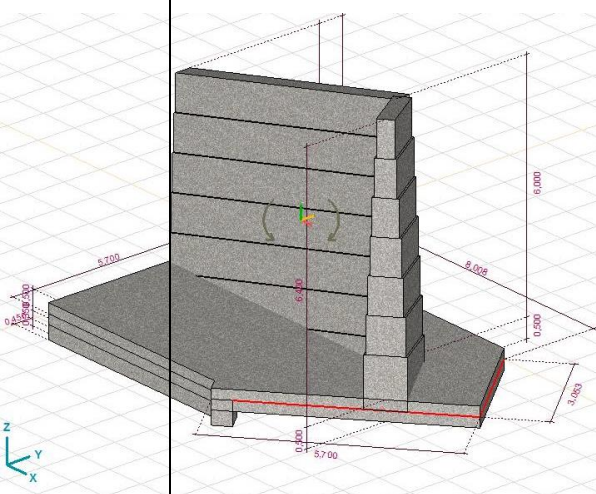
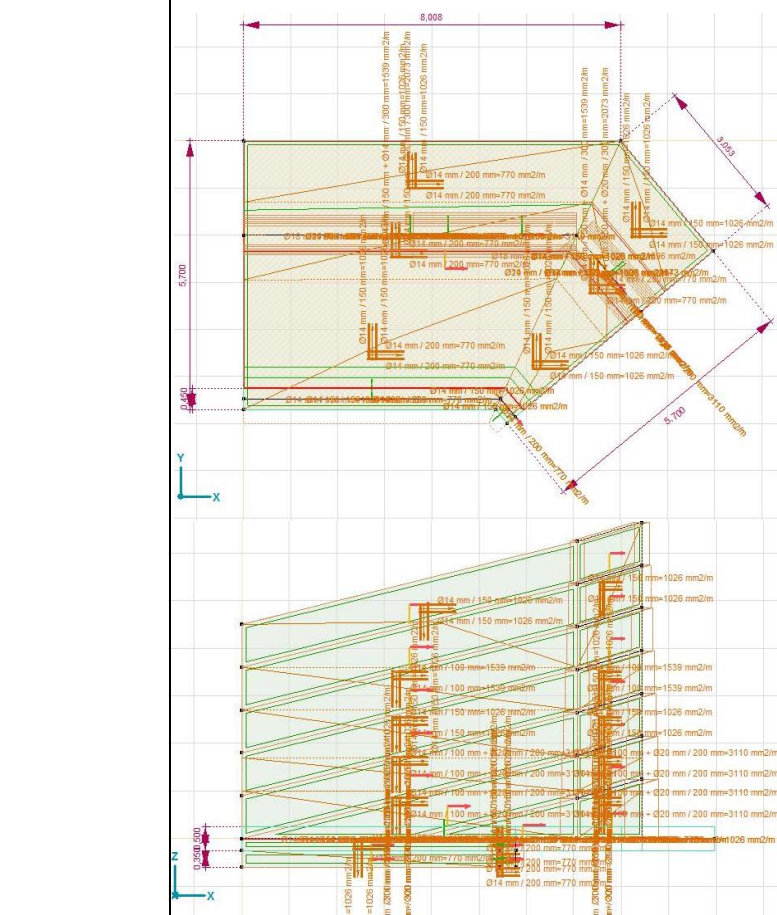


6.2 STĚNA SKLUZU – DILATAČNÍ ÚSEK 1 (ZALOMENÁ)

MODEL KONSTRUKCE STĚNY ZÁVĚR. PRAHU

Modely konstrukce stěny s uvedením výztuží průřezů



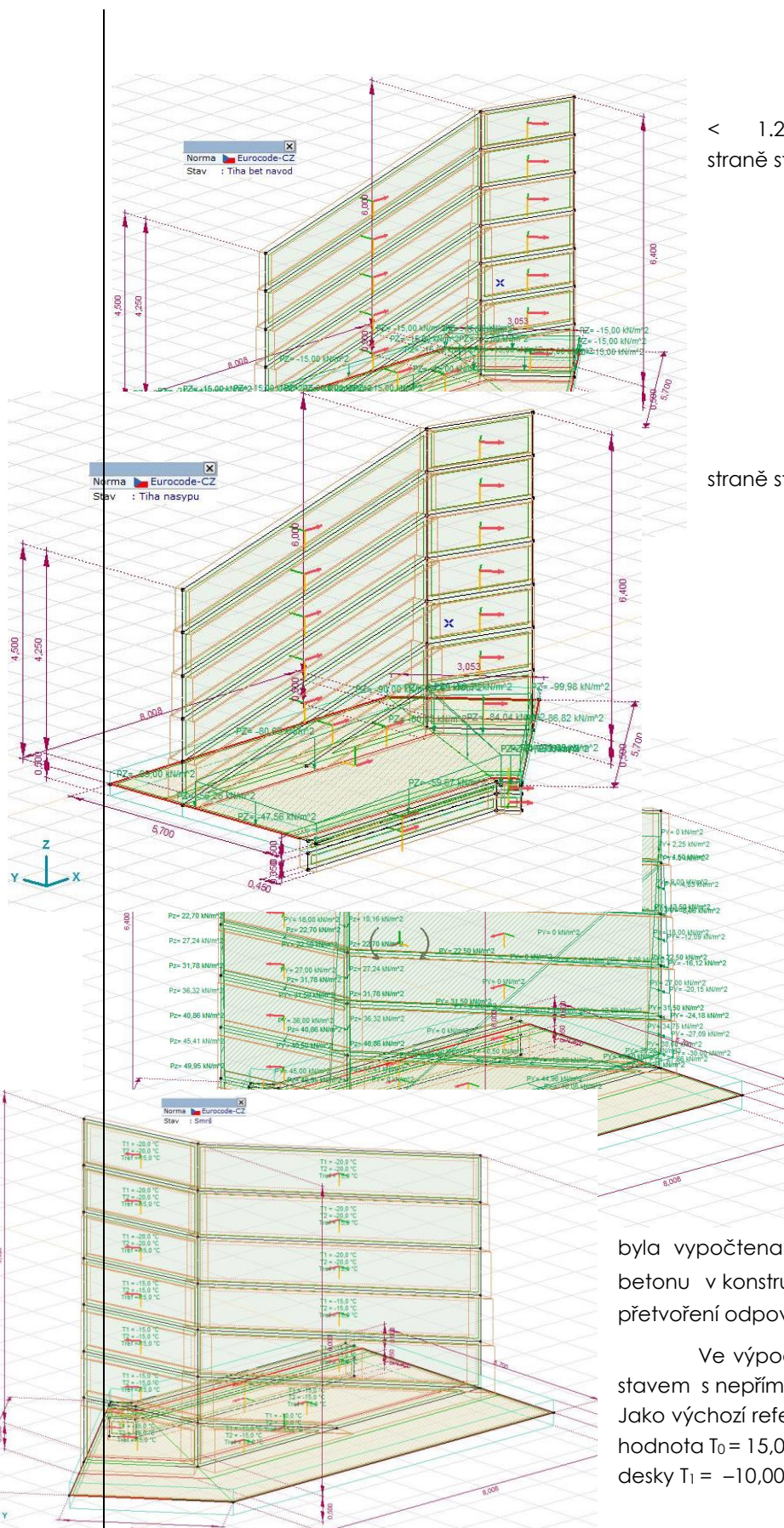


6.2.1 Uvažovaná zatížení

1. Stálá zatížení

1.2 Vlastní tíha (generováno automaticky)

>



< 1.2 Přitížení desky úpravou dna na lícové straně stěny.

1.3 Přitížení desky zeminou na rubové straně stěny na rubové straně stěny. >

< 1.4 Zemní tlak na rubové straně stěny.

1.5 Smrštění betonu. >

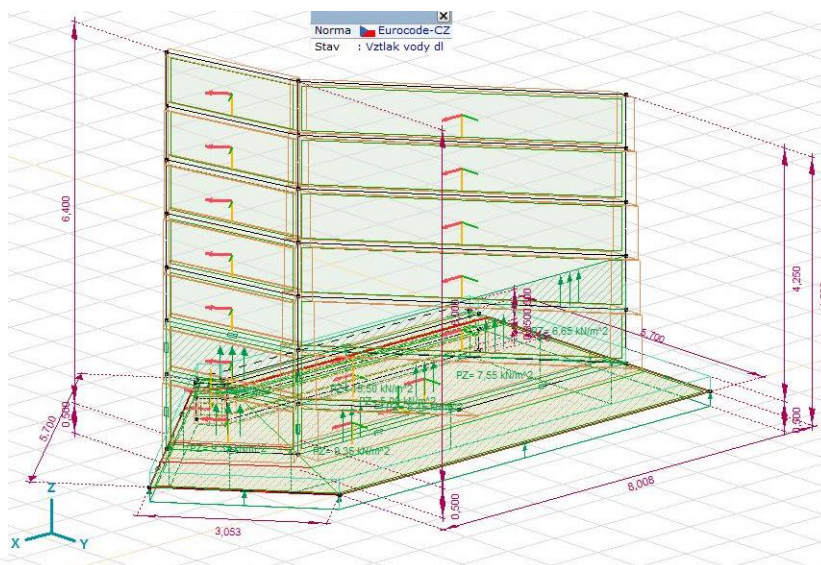
Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Kontrolním výpočtem byla vypočtena přibližná hodnota konečného smrštění betonu v konstrukcích cca $\epsilon_{cs} = 300e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl 25,00°C.

Ve výpočtu je tento vliv modelován zatěžovacím stavem s nepřímým zatížením rozdílem teplot konstrukcí. Jako výchozí referenční teplota konstrukcí byla stanovena hodnota $T_0 = 15,00^\circ\text{C}$. Konečná teplota povrchů základové desky $T_1 = -10,00^\circ\text{C}$; a teplota stěn $T_2 = -15,00^\circ\text{C}$.

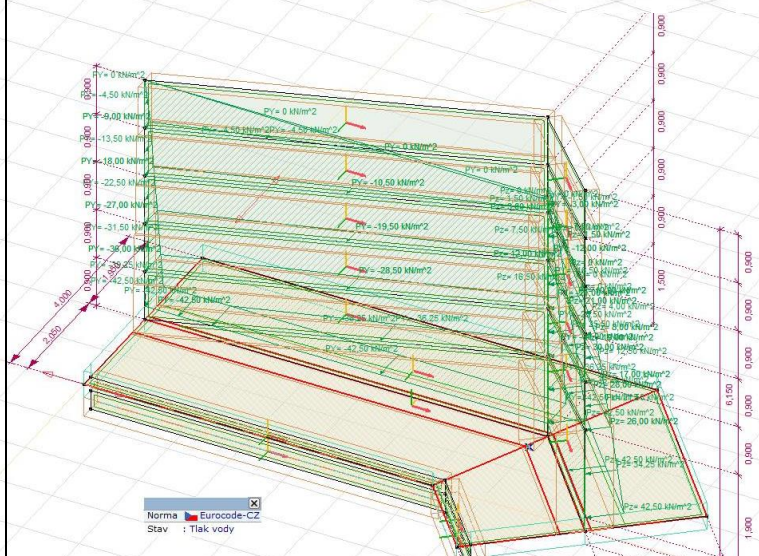
Teplotní rozdíl mezi referenční a konečnou teplotou představuje vliv smrštění. Do desky se vnáší namáhání prostřednictvím tuhosti plošné podpory – uložení desky na podklad. Rozdíl mezi konečnou teplotou desky a konečnou teplotou stěny představuje rozdíl mezi smrštěním desky a stěny v době připojení stěny na desku.

1.6 Vztlak podzemní vody. dlouhodobý. >

Stěna může být dlouhodobě vystavena vztlaku podzemní vody. V modelu uvažována předpokládanou dlouhodobou úroveň hladiny.

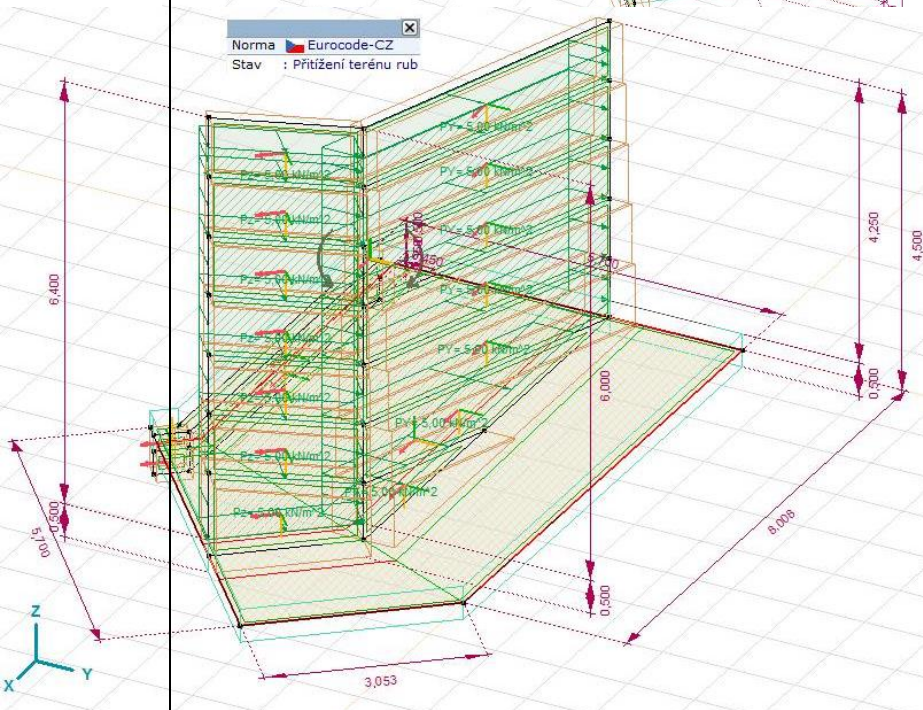


2. Proměnná zatížení



< 2.1 Vztlak podzemní vody. krátkodobý.

Stěna může být krátkodobě vystavena většímu vztlaku podzemní vody. V modelu uvažována předpokládanou krátkodobou úroveň hladiny.

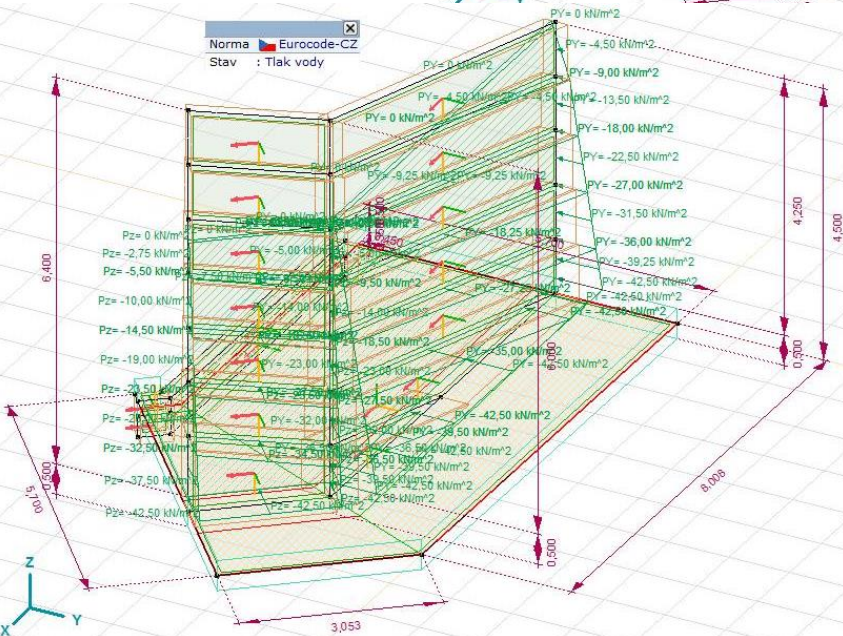
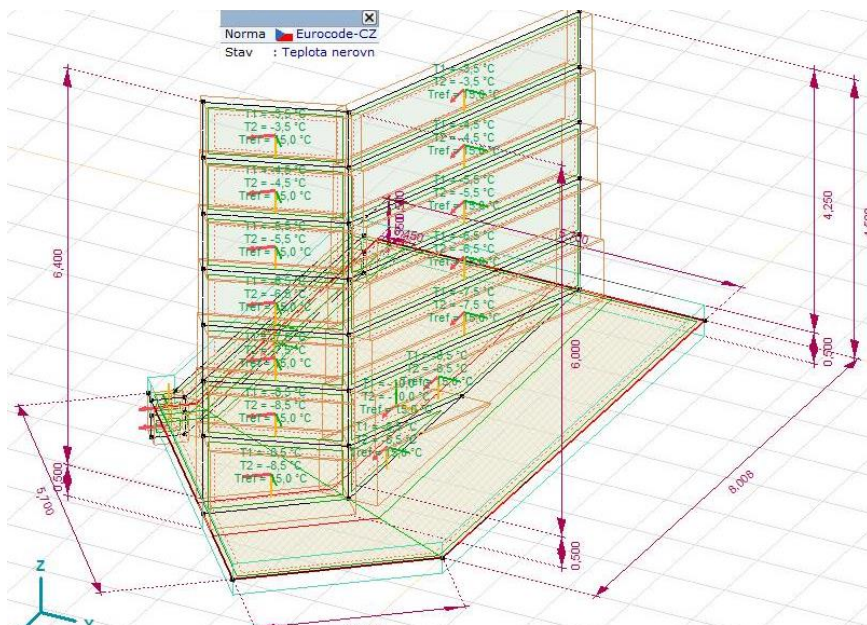


2.2 Přetížení terénu na rubové straně stěny >

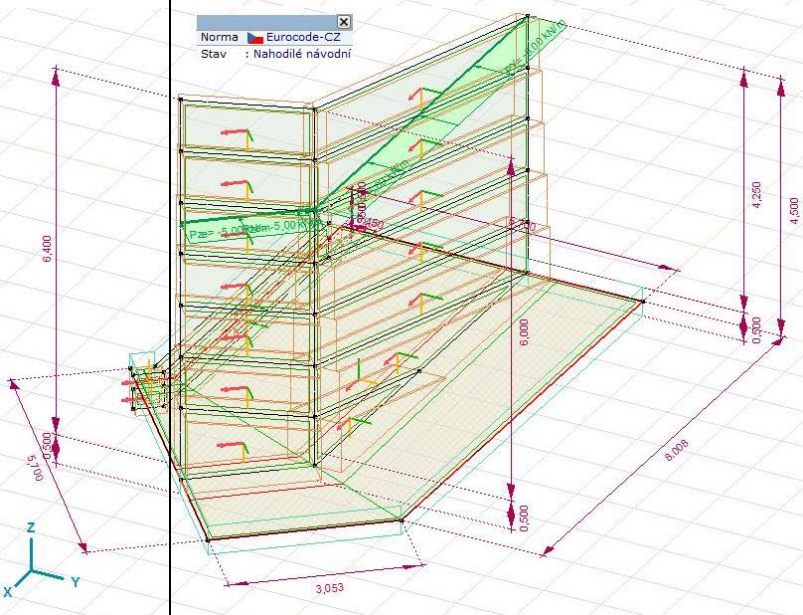
Přetížení terénu na rubové straně stěny (uvažováno plošné přetížení úseku za stěnou cca 15 kN/m²). Toto přetížení vygeneruje svislé rovnoměrné zatížení na rubu stěny 7,50 kN/m²).

2.3 Nepřímé zatížení nerovnoměrnou teplotou stěny >

Ve výpočtu modelováno gradientem teplot částí stěny stoupající k vrchu stěny (pozn. obrácený gradient není ve výpočtu simulován, neboť podobný účinek pokrývá zatěžovací stav – smrštění betonu)

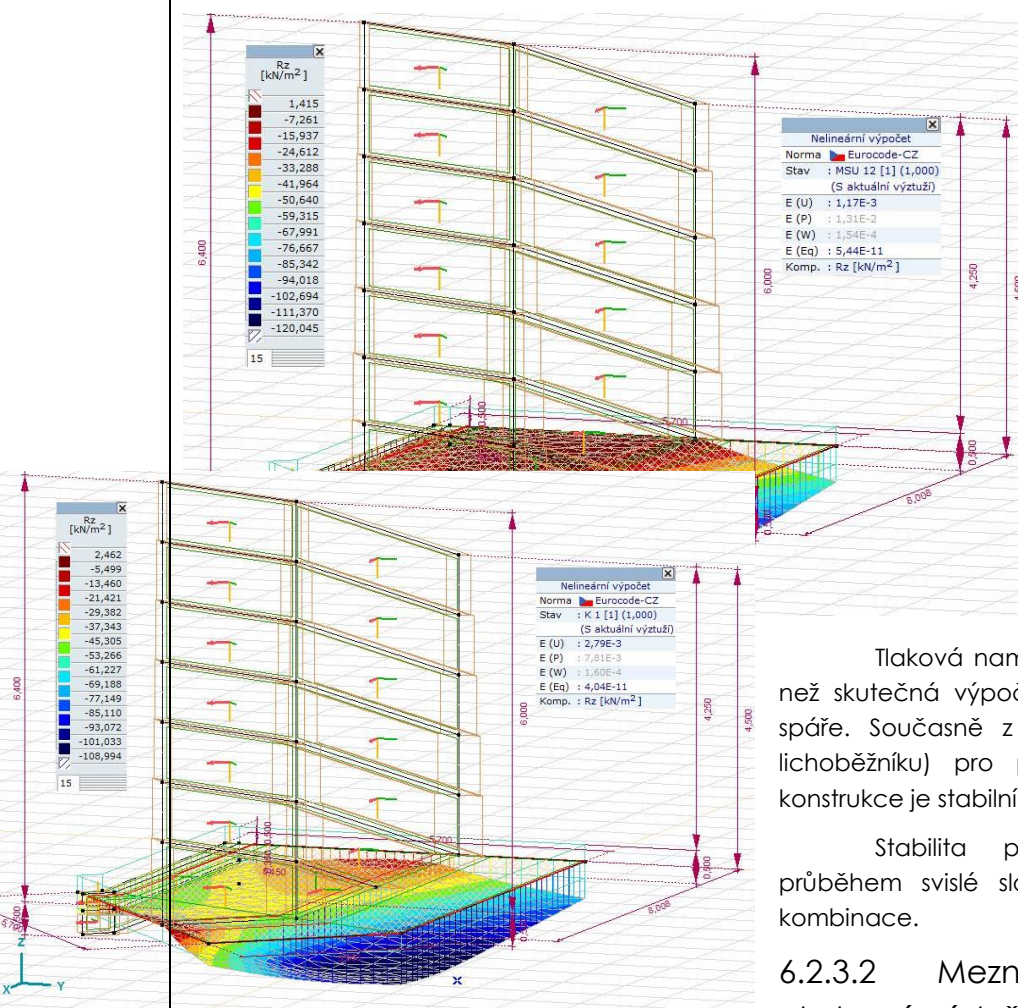


< 2.4 Tlak vody ve vývaru



2.5 zatížení splaveninami ve

vývaru >



< Průběh svislého napětí v základové spáře po kombinaci MSU 12 :

Průběh svislého napětí v zák. spáře po kombinaci Charakteristická K1 : >

Vyhodnocení:

Tlaková namáhání v základové spáře jsou menší než skutečná výpočtová únosnost zeminy (horniny) ve spáře. Současně z obrazce napětí - trojúhelníku (n. lichoběžníku) pro příčný profil stěny – vyplývá, že konstrukce je stabilní proti překlopení.

Stabilita proti překlopení dále doložena průběhem svislé složky napětí ve spáře pro kritické kombinace.

6.2.3.2 Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)

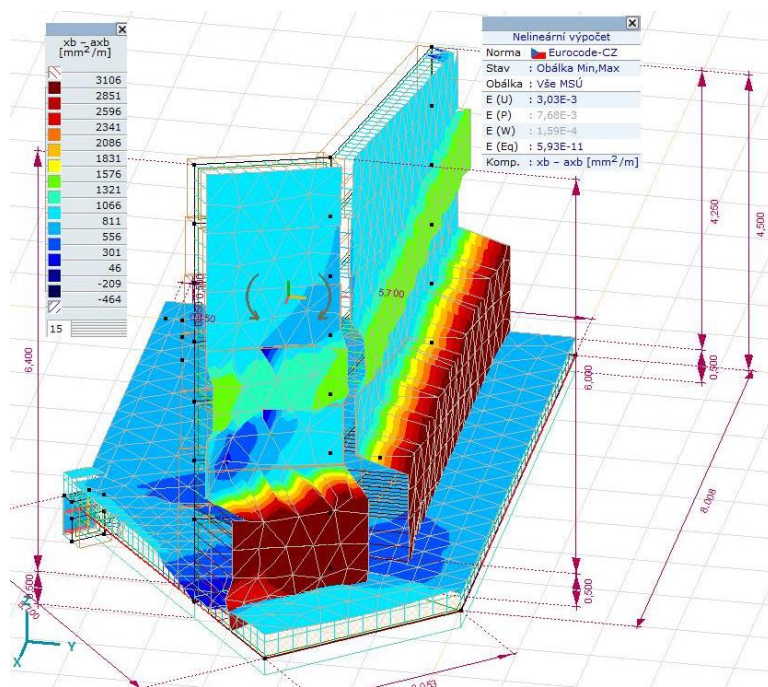
Pro obálku kombinací Min. Max. MSU jsou zobrazeny diagramy s izoplochami rozdílů ploch nutné a aktuální výztuže. Pokud je tento rozdíl pro výztuž při obou površích a v obou směrech v celém rozsahu konstrukcí > 0, pak navrhované konstrukce vyhovují v celém rozsahu pro mezní stavy únosnosti.

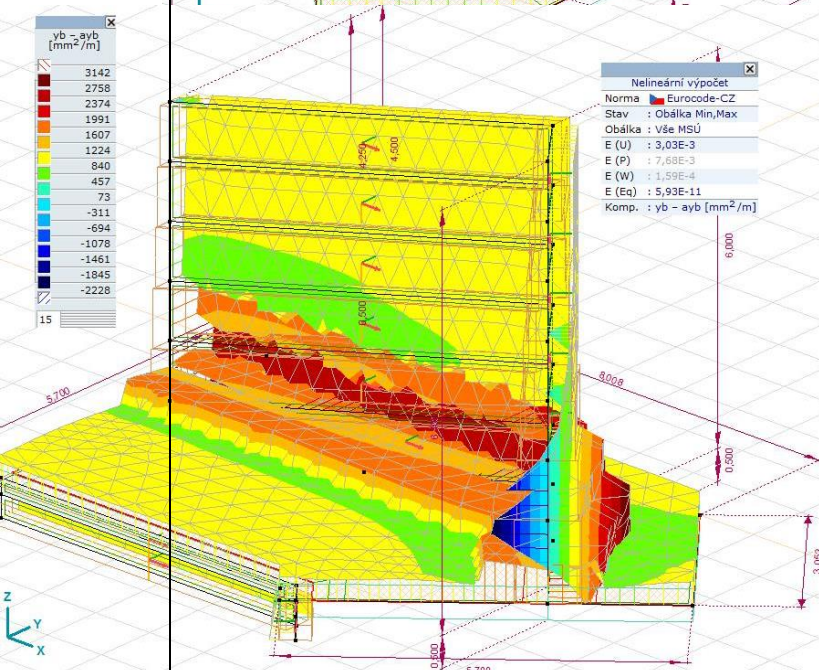
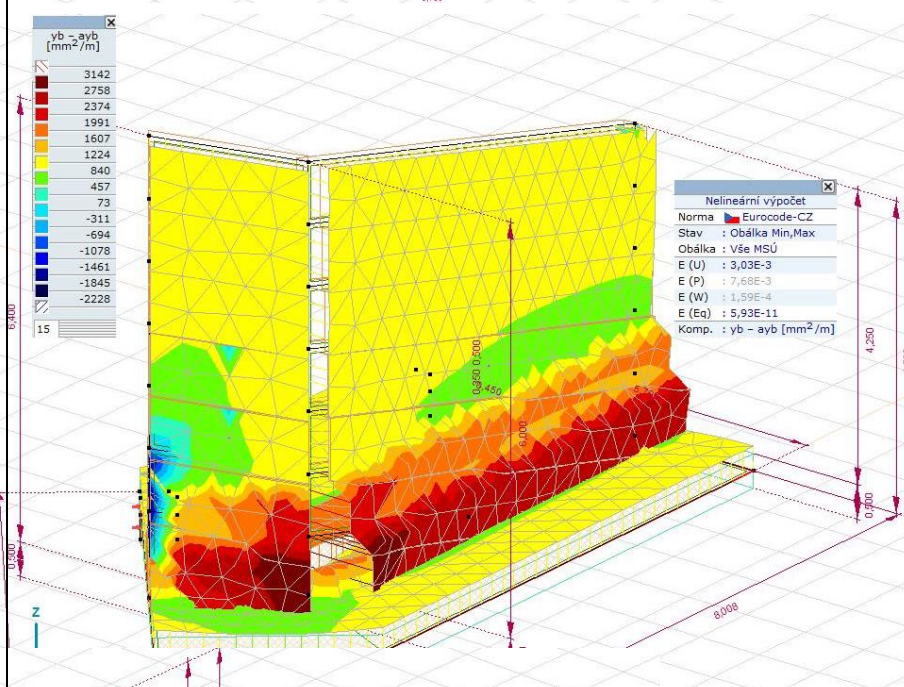
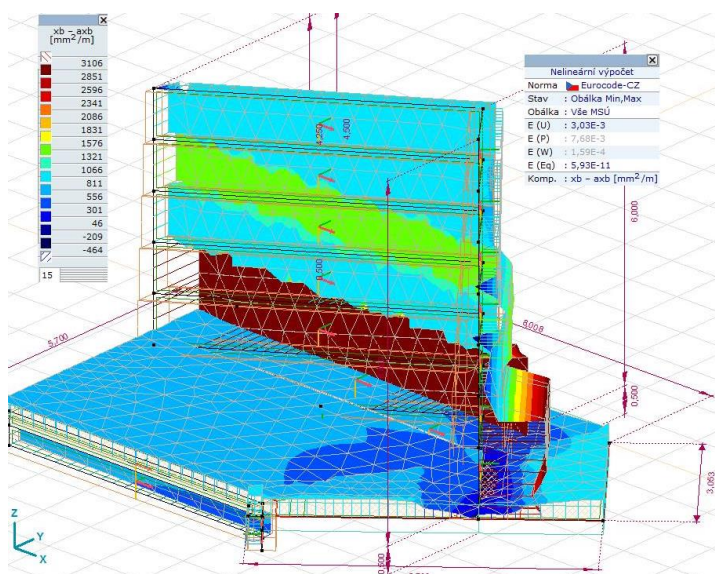
Tj. níže je postupně ověřeno, že pro výztuž ve směru x a y a pro dolní i horní povrch je příslušný rozdíl ploch nutné a aktuální výztuže (znázor. izoplochami 3D) větší než 0.

xb – axb (pro obálku Min. Max MSÚ)
... výztuž ve směru x při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn rubový povrch
>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **xb – axb > 0**.

Navrhovaná výztuž ve směru x při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.

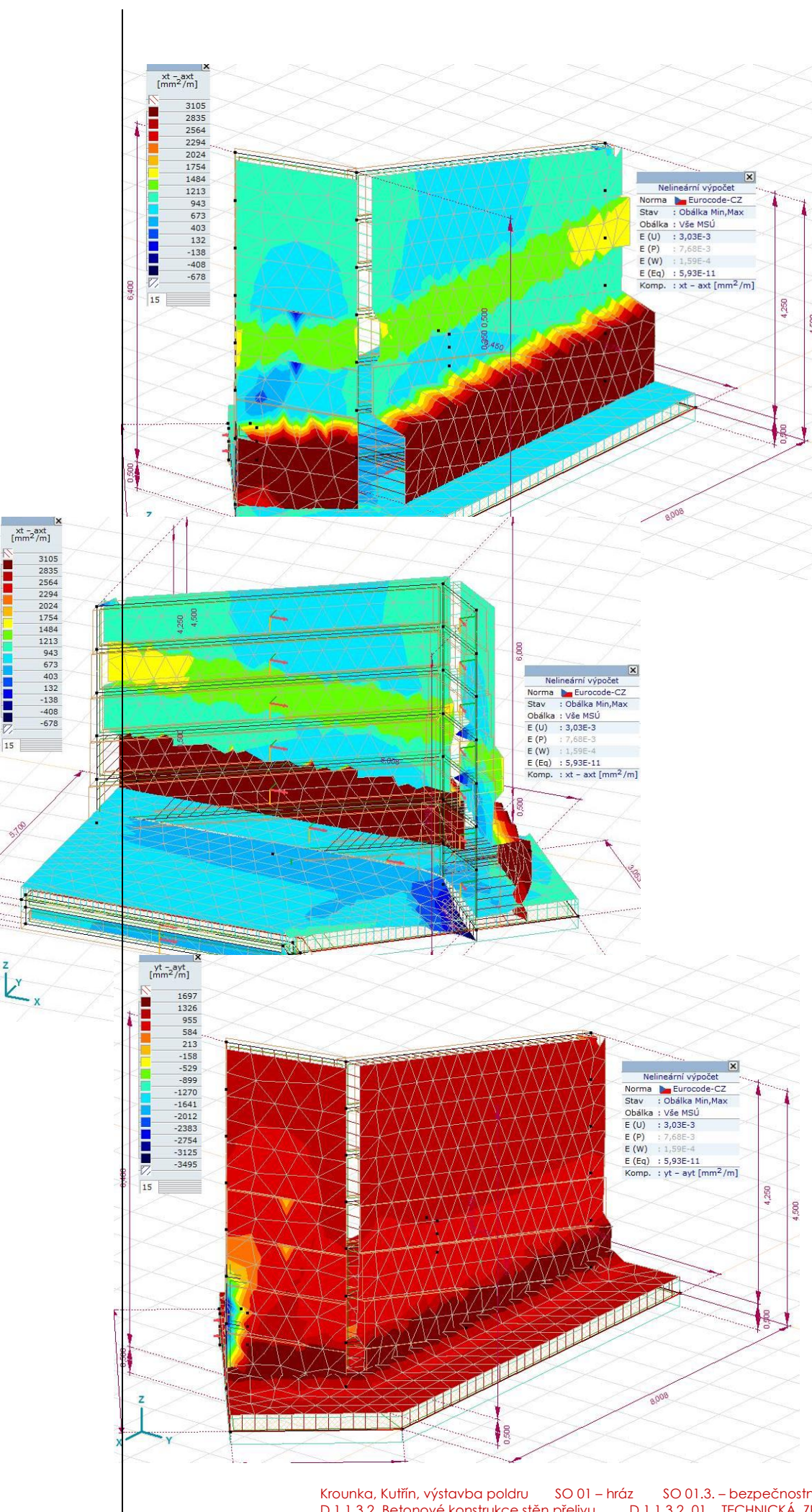




< $y_b - a_{yb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru y při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn rubový povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_b - a_{yb} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru y při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.



< $x_t - a_{xt}$
 (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn lícový povrch)

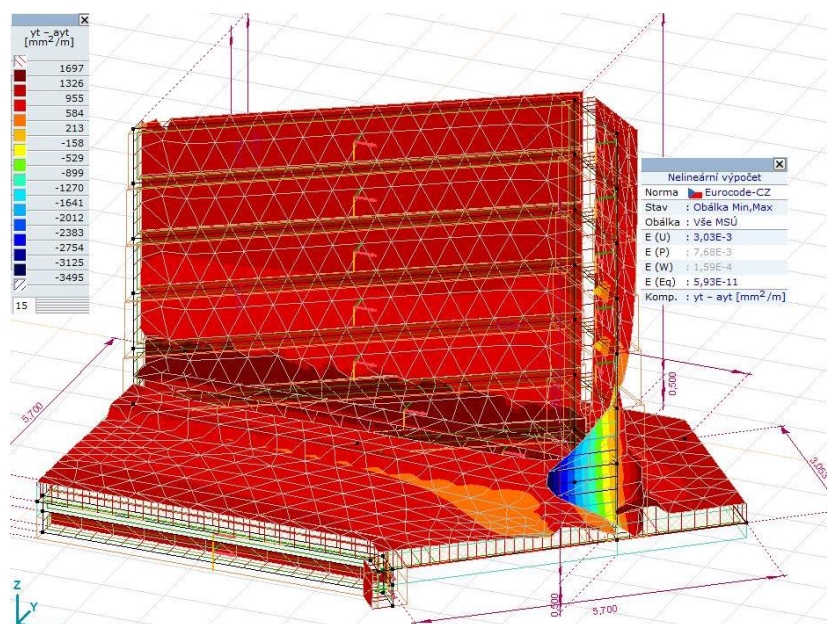
Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při horním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $x_t - a_{xt} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru x při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

< $y_t - a_{yt}$ (výztuž ve směru y při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn vnitřní povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_t - a_{yt} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru y při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.



Poznámka: malá místa, kde navržená plošná výztuž teoreticky nevyhovuje jsou pouze špičky momentů nebo teoretické linie střednic. Ve skutečnosti paťa stěny probíhá v úrovni větknutí do desky. Navíc výztuž při započtení teor. malých špiček do relevantních dimenzačních ploch vyhovuje.

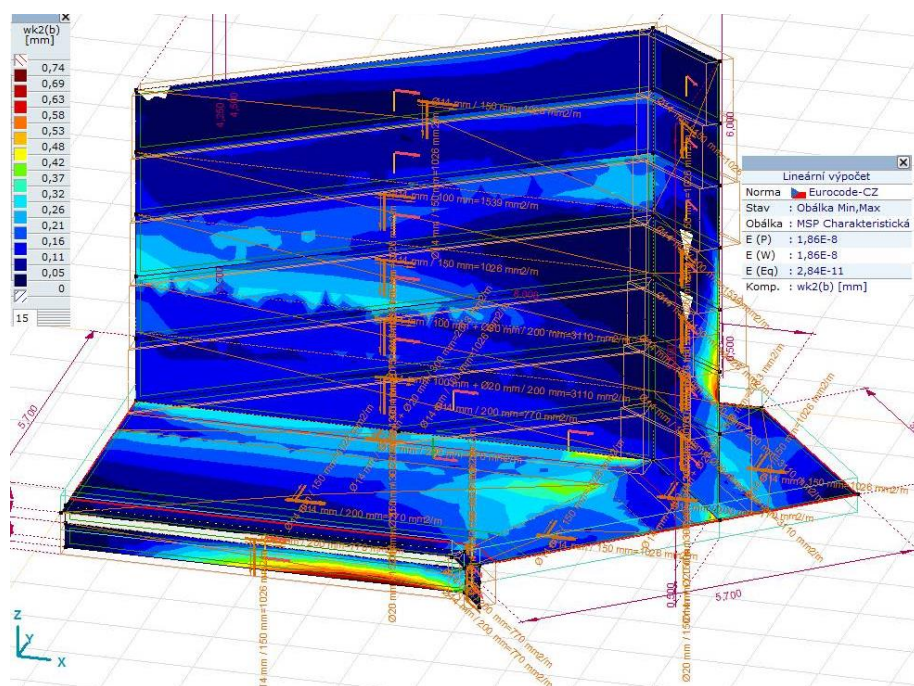
6.2.3.3 Mezní stavy

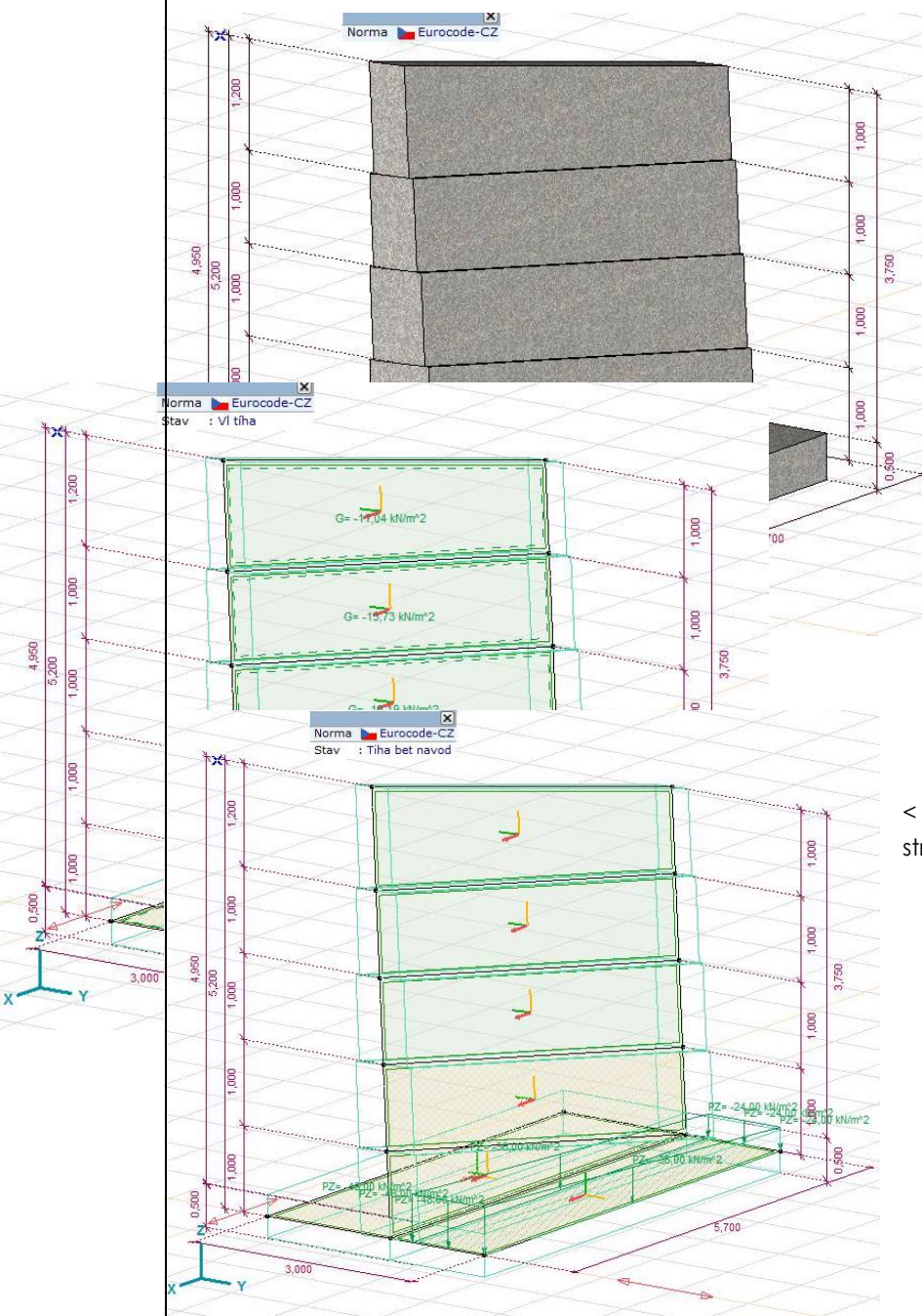
použitelnosti.

Posouzení šířky trhlin pro charakteristické, kvazistálé kombinace zatížení

Omezení šířky trhlin - diagramy s izoplochami tloušťky trhlin pro oba povrchy

Wk2(b)šířka trhlin při **spodním povrchu** (to je u desky **spodní** povrch u stěn **rubový** povrch)



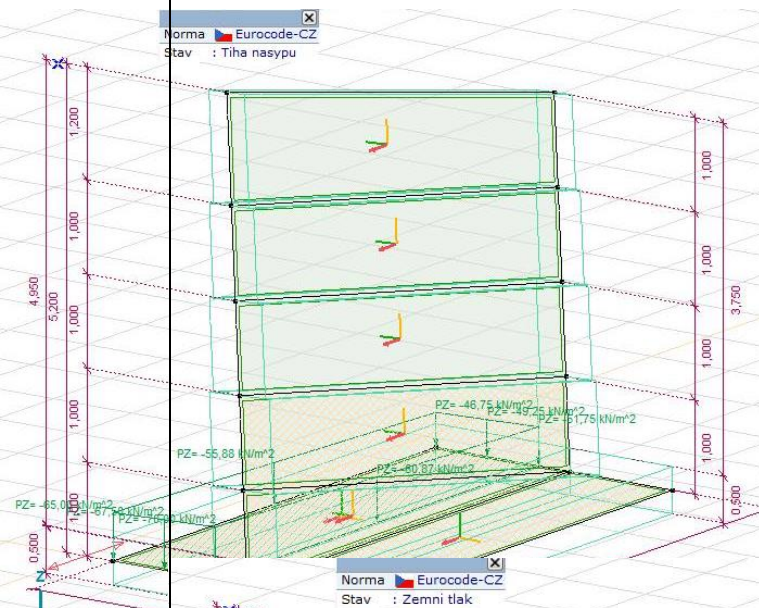


6.3.1 Uvažovaná zatížení

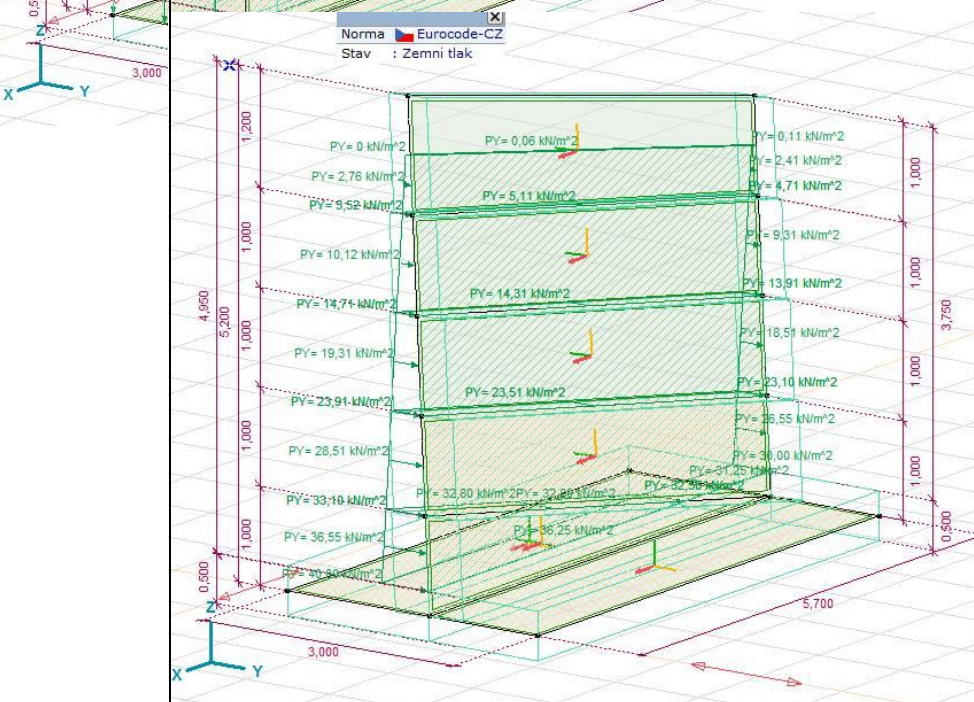
1. Stálá zatížení

1.1 Vlastní tíha (generováno automaticky) >

< 1.2 Přetížení desky úpravou dna na návodní straně stěny.



1.3 Přetížení desky násypem na rubové straně stěny >



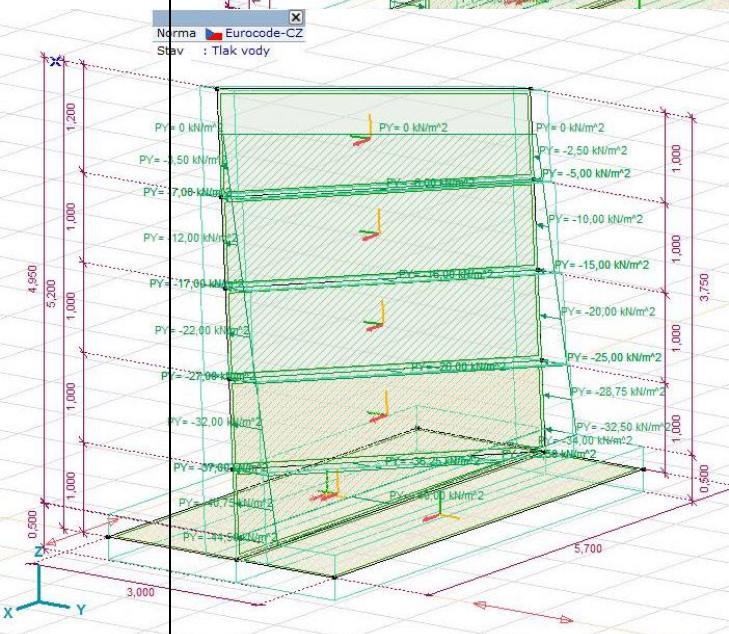
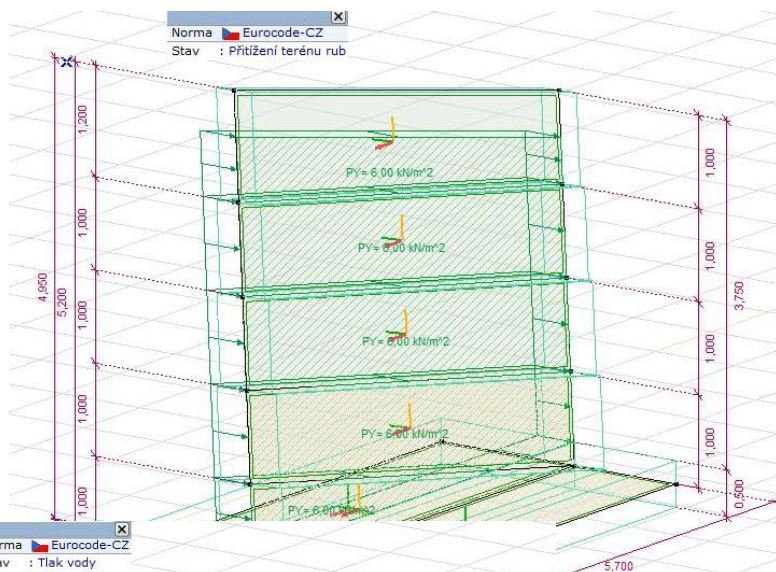
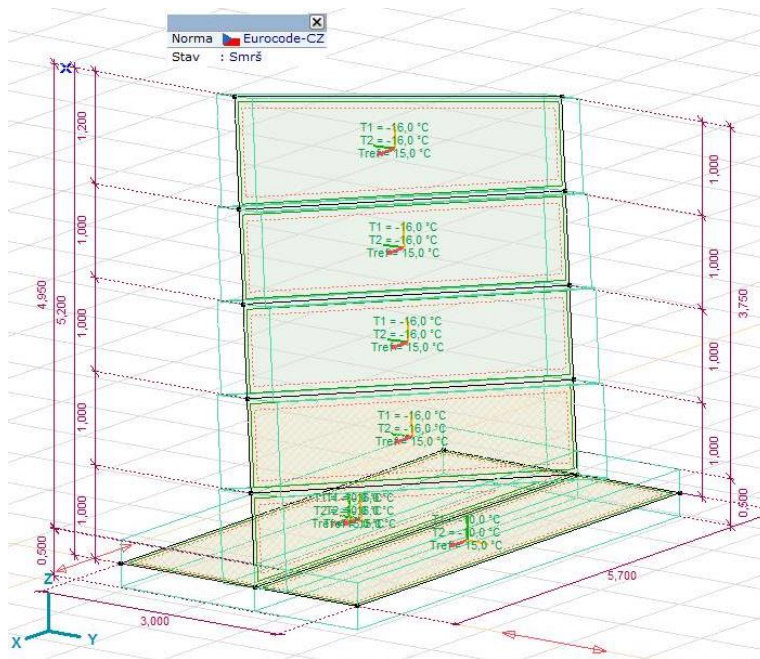
< 1.4 Zemní tlak na rubové straně stěny.

1.5 Smrštění betonu. >

Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Kontrolním výpočtem byla vypočtena přibližná hodnota konečného smrštění betonu v konstrukcích cca $\varepsilon_{cs} = 300e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl 25,00°C.

Ve výpočtu je pak tento vliv modelován zatěžovacím stavem s nepřímým zatížením rozdílem teplot konstrukcí. Jako výchozí virtuální referenční teplota konstrukcí byla stanovena hodnota $T_0 = 15,00^\circ\text{C}$. Konečná teplota povrchů základové desky $T_1 = -10,00^\circ\text{C}$; a teplota stěn $T_2 = -15,00^\circ\text{C}$.

Teplotní rozdíl mezi referenční a konečnou teplotou představuje vliv smrštění. Do desky se vnáší namáhání prostřednictvím tuhosti plošné podpory – uložení desky na podklad. Rozdíl mezi konečnou teplotou desky a konečnou teplotou stěny představuje rozdíl mezi smrštěním desky a stěny v době připojení stěny na desku.

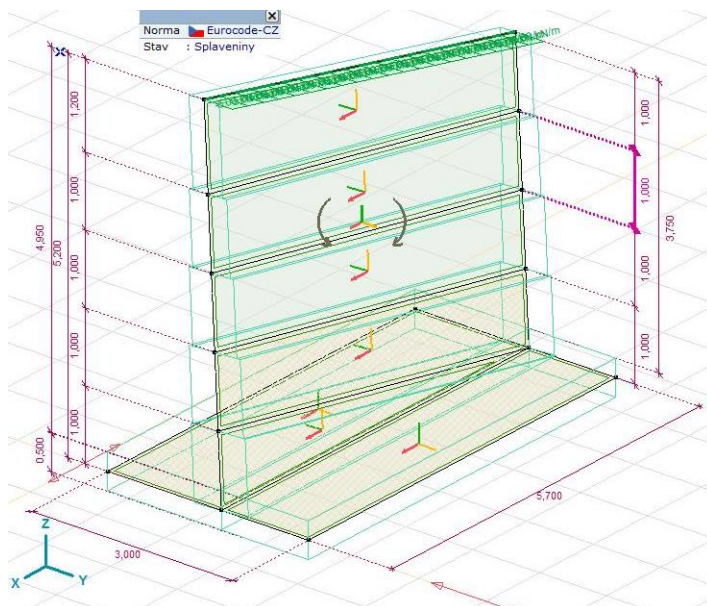


2. Proměnná zatížení

< 2.1 Přetížení terénu na rubové straně stěny (uvažováno plošné přetížení úseku za stěnou cca 15 kNm⁻²). Toto přetížení vygeneruje svislé rovnoměrné zatížení na rubu stěny 7,50 kNm⁻²)

2.2 Zatížení tlakem vody v korytu skluzu >

2.3 Nahodilé zatížení na návodní straně stěny (splaveniny). >



6.3.2 Uvažované kombinace zatížení

Uvažované kombinace pro příslušná posudková kritéria

1	MSU 1	MSÚ	1,35	1,35	1,35	1,5	0	1,5	0	0
2	MSU 2	MSÚ	0,9	1	1	1,2	0	1,5	0	0
3	MSU 3	MSÚ	0,9	1	1	1,5	0	1,2	0	0
4	MSU 4	MSÚ	1,35	1,35	1,35	1,5	1	1,5	0	0
5	MSU 5	MSÚ	0,9	1	1	1,2	1	1,5	0	0
6	MSU 6	MSÚ	0,9	1	1	1,5	1	1,2	0	0
7	MSU 7	MSÚ	0,9	0,9	0,9	0,5	0	0	1,2	1,5
8	MSU 8	MSÚ	0,9	0,9	0,9	0,5	1	0	1,2	1,5
9	MSU 9	MSÚ	1,35	1	1	0,5	1	0	1,2	1,5
10	Char 1	MSP Charakterist	1	1	1	1,2	0	1	0	0
11	Char 2	MSP Charakterist	1	1	1	1	0	1,2	0	1
12	Char 3	MSP Charakterist	1	1	1	0,7	0	0	1	0
13	Char 4	MSP Charakterist	1	1	1	1,2	0,75	1	0	0
14	Char 5	MSP Charakterist	1	1	1	1	0,75	1,2	0	1
15	Char 6	MSP Charakterist	1	1	1	0,7	0,75	0	1	0

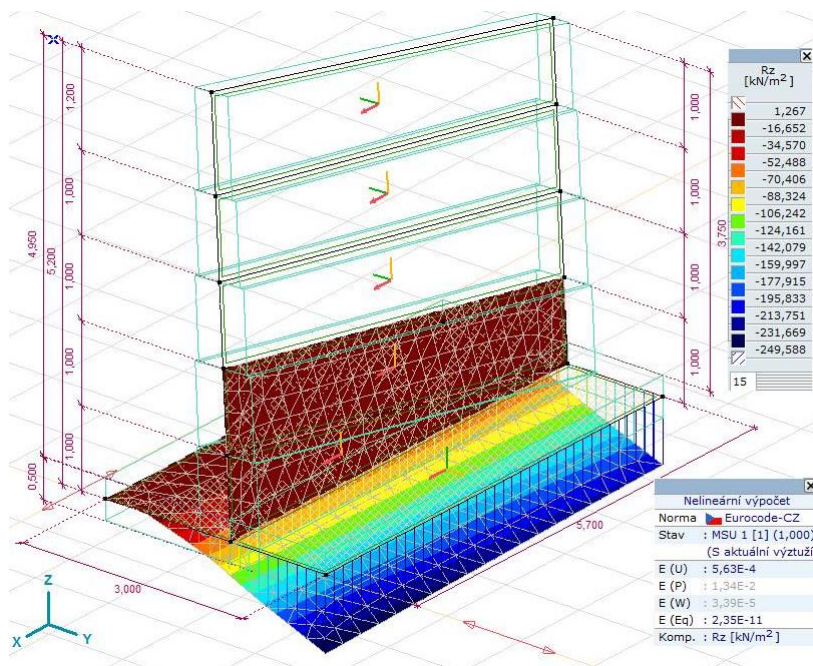
6.3.3 Výpočet stěny (dil. ús. 2,3,4,5)– posouzení konstrukce dle kritérií

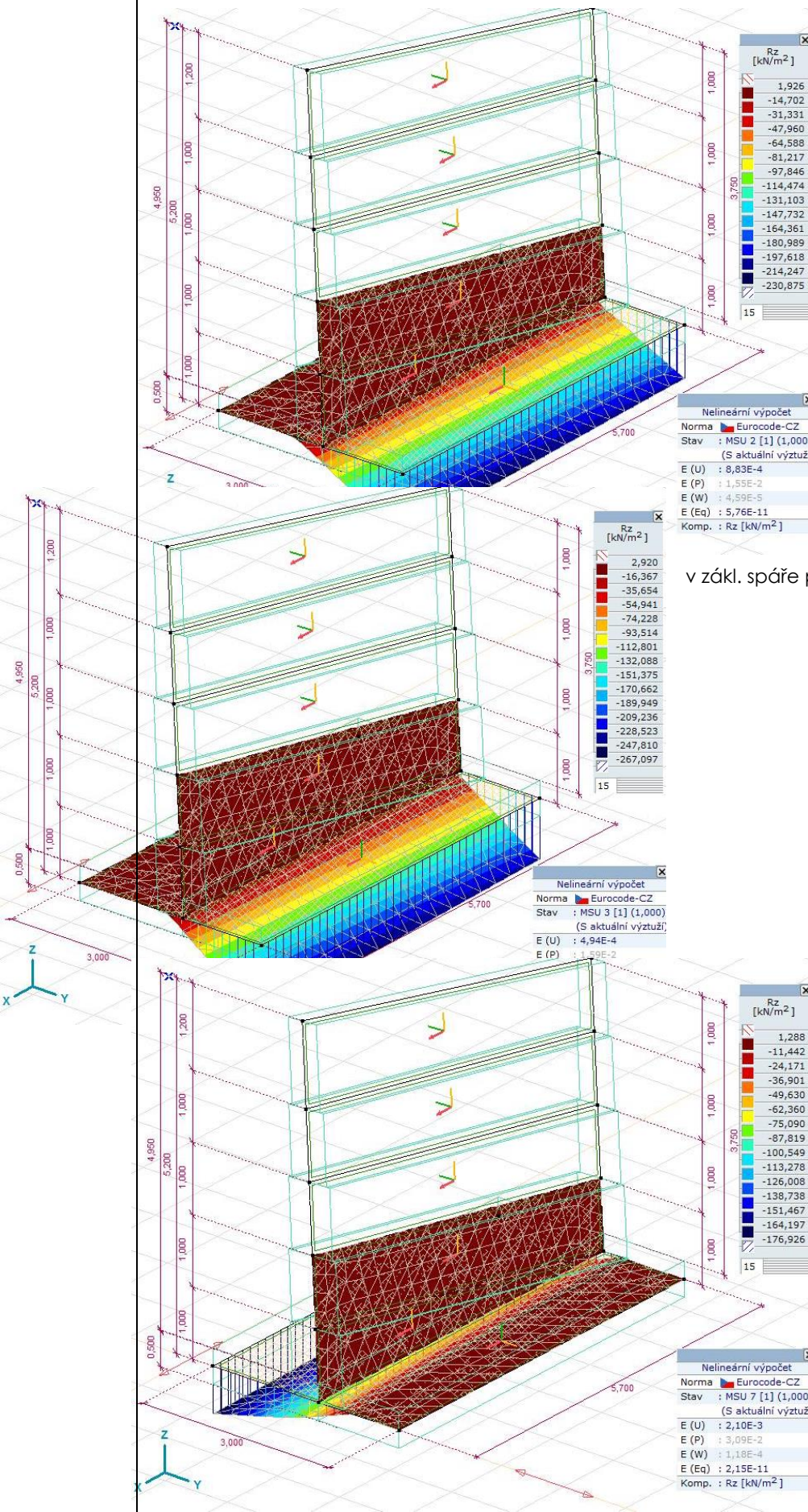
6.3.3.1 Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry

Proveden nelineární výpočet soustavy s nelineárními plošnými (pouze tlakovými podporami). Z obrazce napětí (svislé složky napětí R_z) v plošné podpoře ověřena stabilita konstrukce proti překlopení (na obě strany) i únosnost základové spáry.

Napětí v základové spáře pro kritické kombinace MSU z hlediska stability na překlopení.

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 1 : >



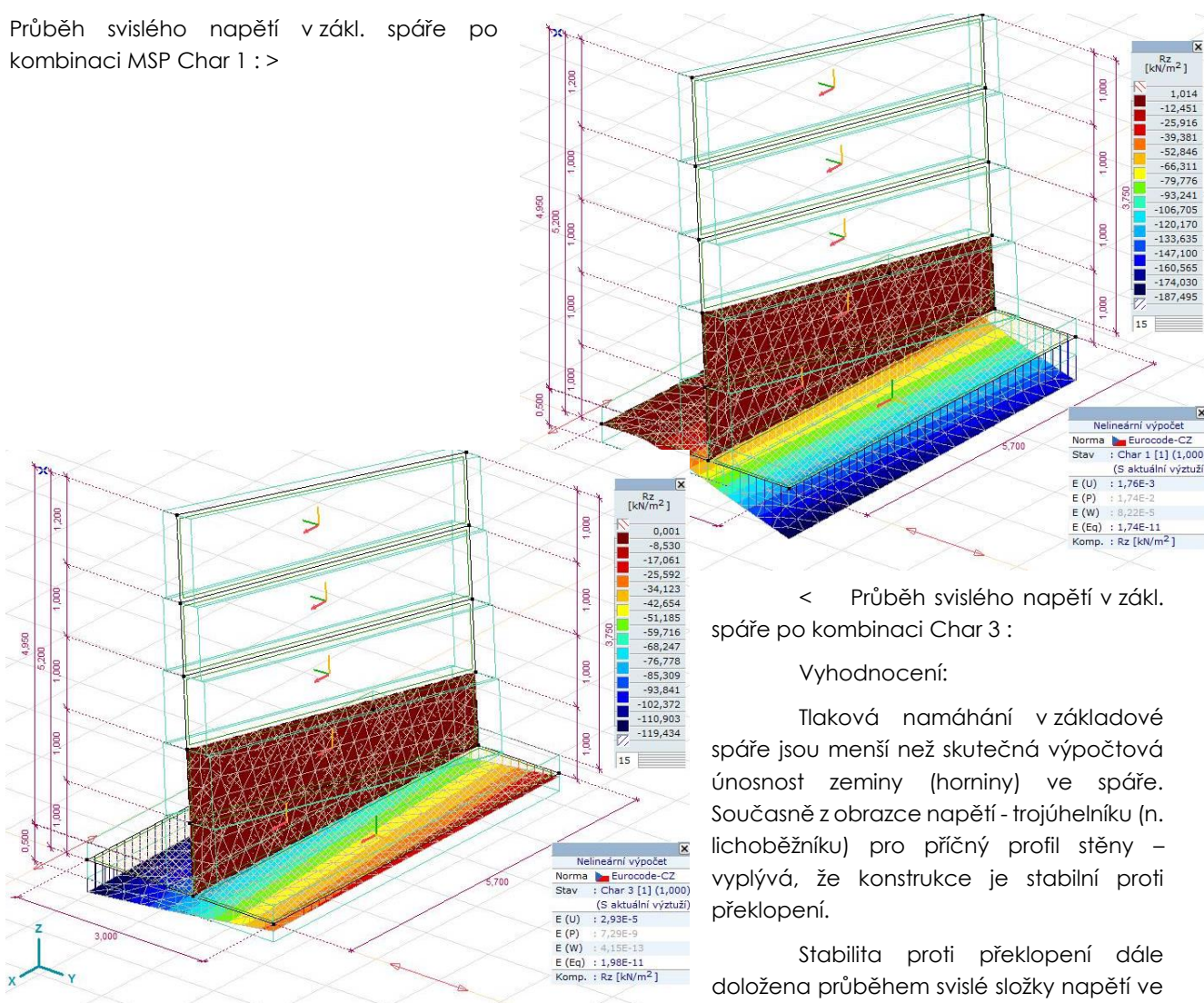


< Průběh svislého napětí v zákl.
spáře po kombinaci MSU 2 :

Průběh svislého napětí
v zákl. spáře po kombinaci MSU 3: >

< Průběh svislého napětí v zákl.
spáře po kombinaci MSU 7 :

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSP Char 1 : >



6.3.3.2 Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)

Pro obálku kombinací Min. Max. MSU jsou zobrazeny diagramy s izoplochami rozdílů ploch nutné a aktuální výztuže. Pokud je tento rozdíl pro výztuž při obou površích a v obou směrech v celém rozsahu konstrukcí > 0 , pak navrhované konstrukce vyhovují v celém rozsahu pro mezní stavy únosnosti.

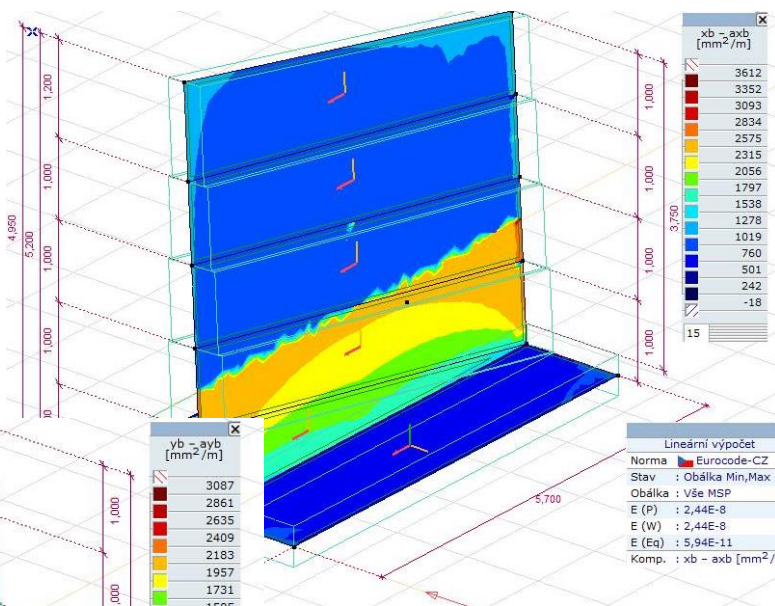
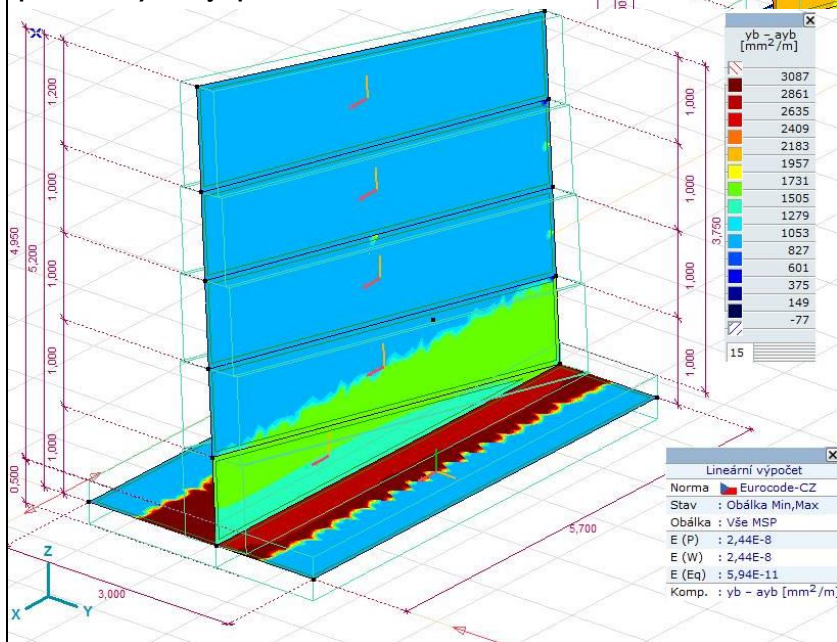
Tj. níže je postupně ověřeno, že pro výztuže ve směru x a y a pro dolní i horní povrch je příslušný rozdíl ploch nutné a aktuální výztuže (znázor. izoplochami 3D) větší než 0.

$x_b - a_{xb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ)
... výztuž ve směru x při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn lícový povrch)

>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$x_b - a_{xb} > 0$** .

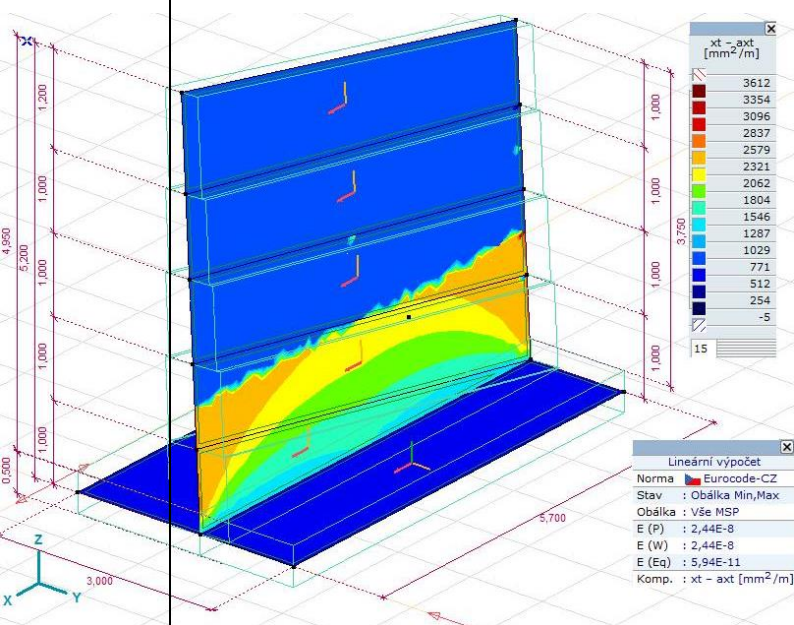
Navrhovaná výztuž ve směru x při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.



< **$y_b - a_{yb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ)** ... výztuž ve směru y při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn lícový povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$y_b - a_{yb} > 0$** .

Navrhovaná výztuž ve směru y při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.

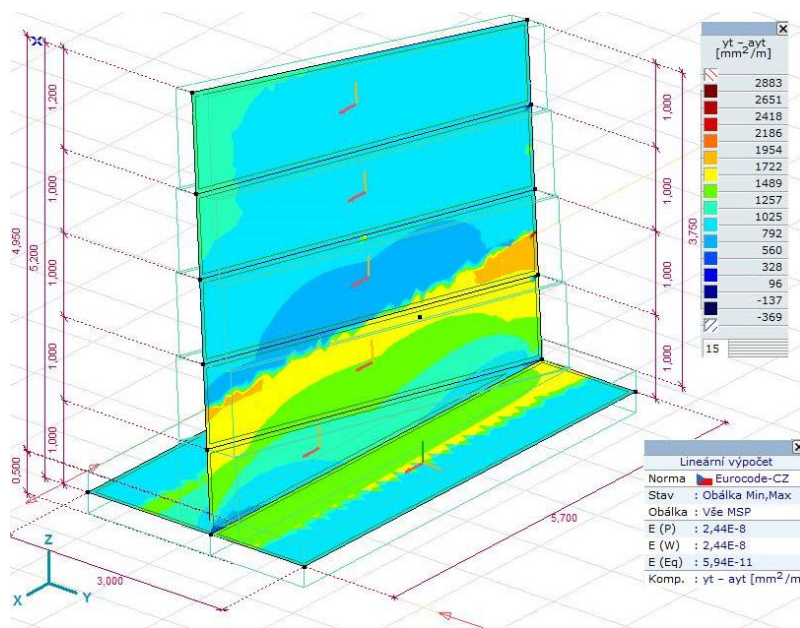


$x_t - a_{xt}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn rubový povrch)

>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při horním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **$x_t - a_{xt} > 0$** .

Navrhovaná výztuž ve směru x při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.



špiček do relevantních dimenzačních ploch vyhovuje.

< $y_t - a_{y_t}$ (výztuž ve směru y při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn rubový povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_t - a_{y_t} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru y při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

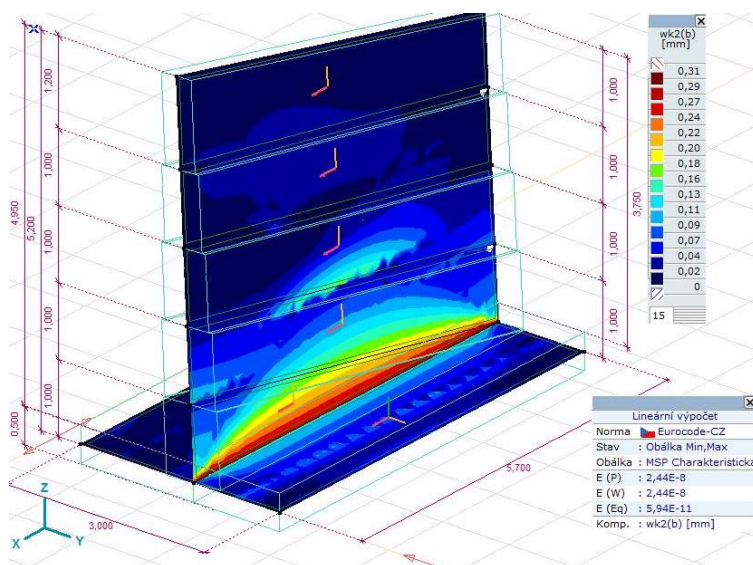
Poznámka: malá místa, kde navržená plošná výztuž teoreticky nevyhovuje jsou pouze špičky momentů nebo malá místa kolem teoretické linie střednic. Ve skutečnosti pata stěny probíhá v úrovni větnutí do desky. Navíc výztuž při započtení teor. malých

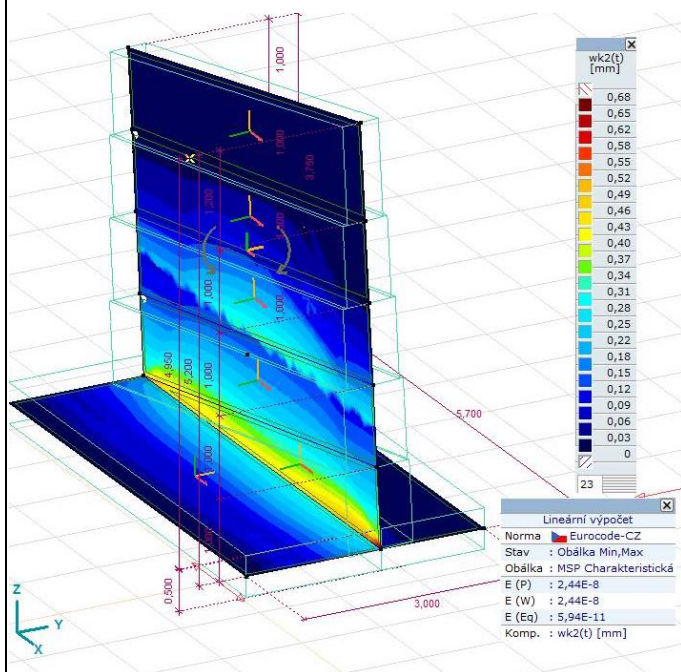
8.3.3.3 Mezní stavy použitelnosti.

Posouzeny šířky trhlin pro charakteristické, kvazistálé kombinace zatížení

Omezení šířky trhlin - diagramy s izoplochami tloušťky trhlin pro oba povrchy

Wk2(b)šířka trhlin při **spodním povrchu** (to je u desky **spodní** povrch u stěn **lícový** povrch) pro obálku MSP (Min, Max) :





Wk2(t)šířka trhlin při horním povrchu (to je u desky horní povrch u stěn rubový povrch dovnitř nádrží)

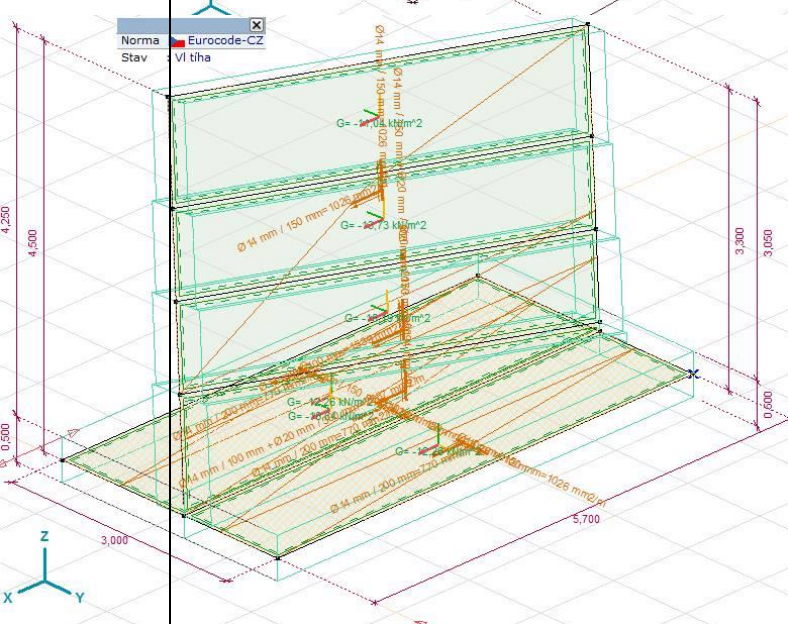
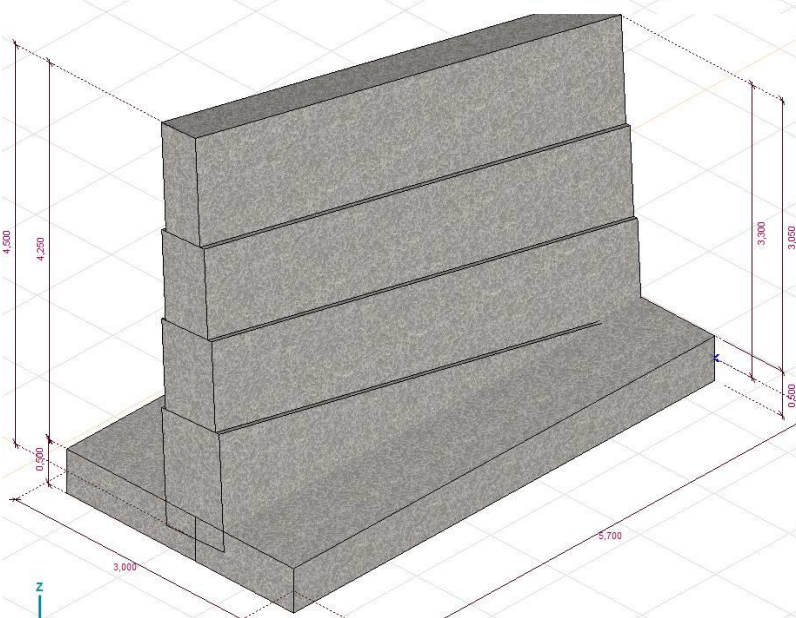
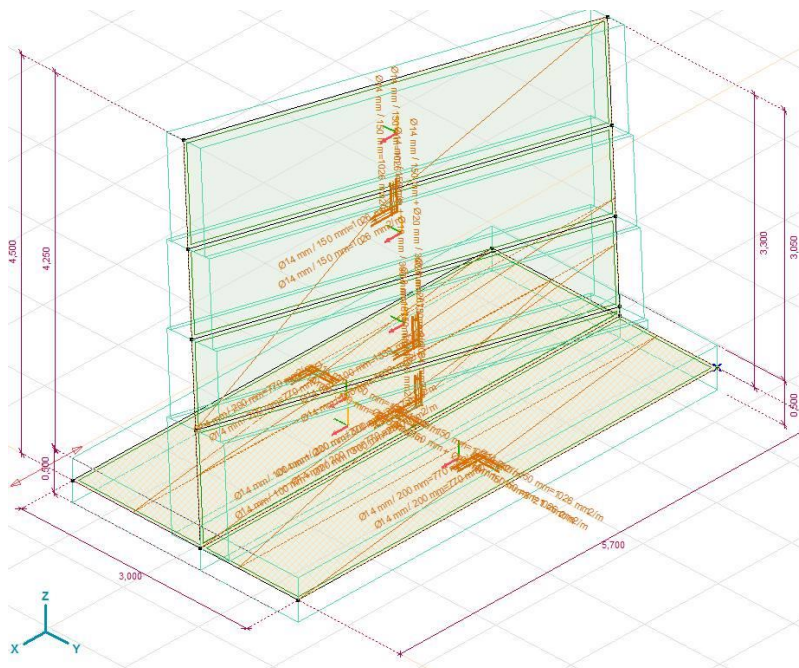
Vyhodnocení. Pro obálku MSP (Min. Max) dosahuje teoretická šířka trhlin na konstrukci max 0,30 mm.

Místa, kde teoretická šířka trhlin přesahuje tuto hodnotu jsou lokální špičky probíhající podél teor. Střednic. Tyto plochy jsou pouze teoretické.

6.4 STĚNA SKLUZU – DILATAČNÍ ÚSEKY 6,7,8,9 (ROVNÁ, NIŽŠÍ ÚSEKY)

MODEL KONSTRUKCE STĚNY

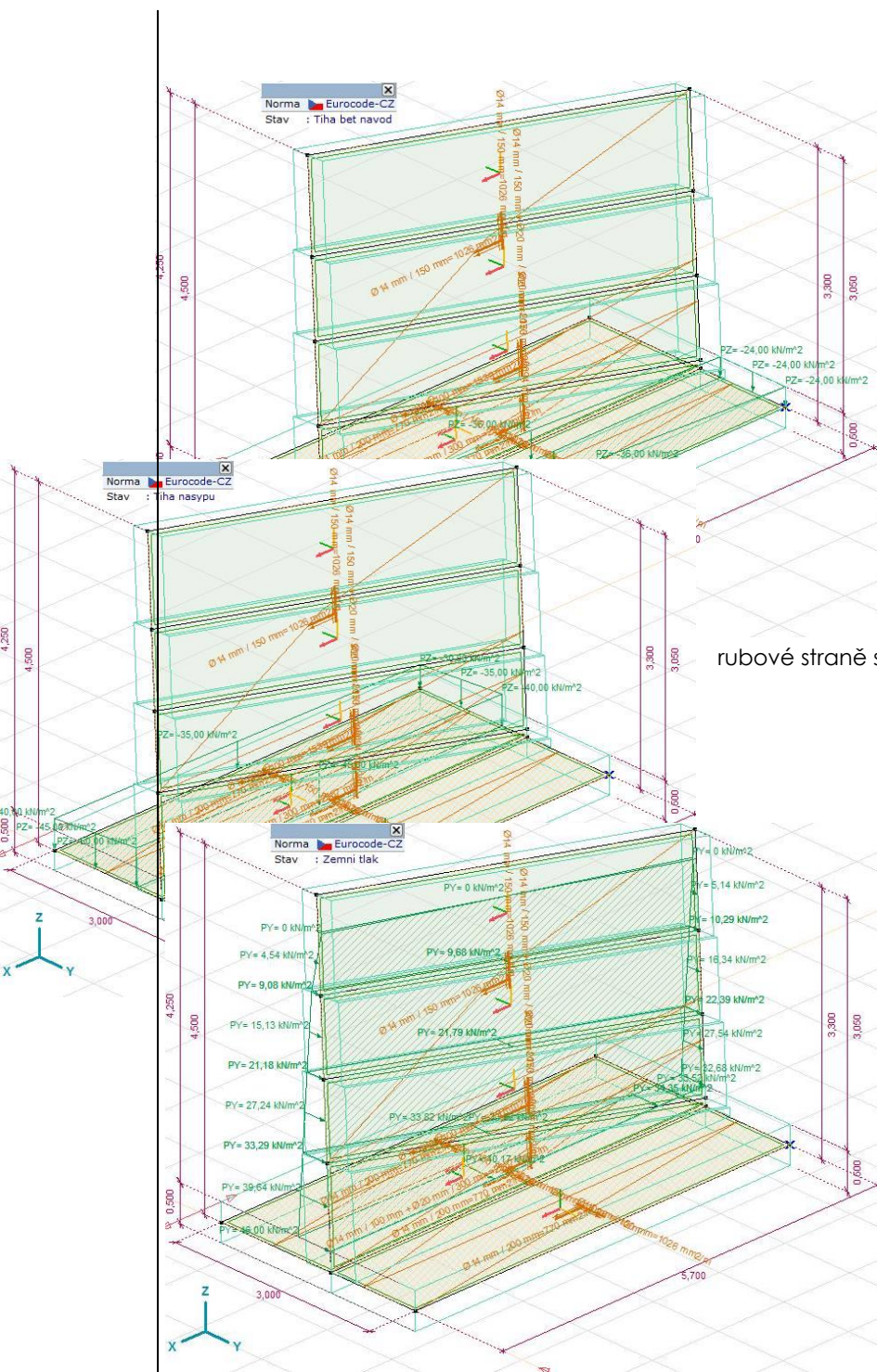
Model konstrukce stěny s uvedením
výztuží průřezů



6.4.1 Uvažovaná zatížení

1. Stálá zatížení

1.1 Vlastní tíha (generováno automaticky) >



< 1.2 Přítížení desky úpravou dna na lícové straně stěny.

1.3 Přítížení desky násypem na rubové straně stěny >

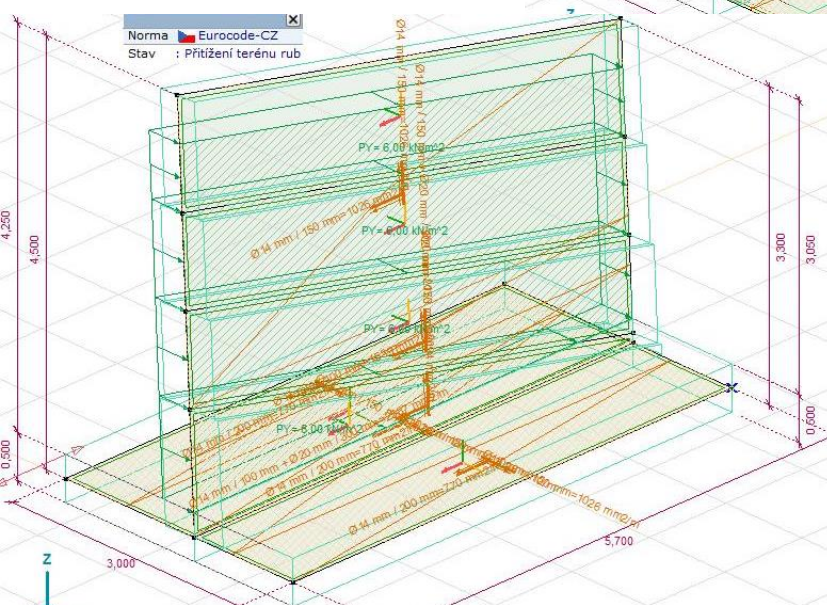
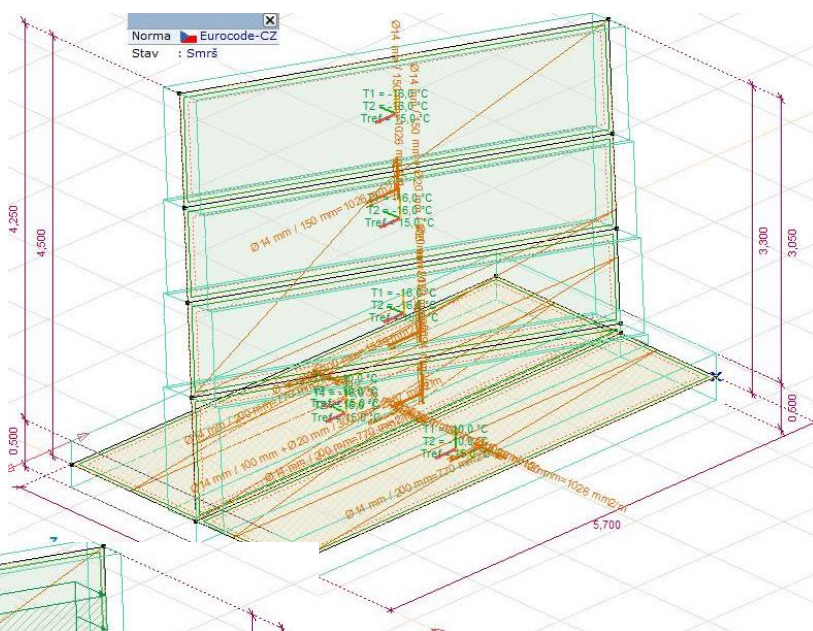
< 1.4 Zemní tlak na rubové straně stěny.

1.5 Smrštění betonu. >

Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Kontrolním výpočtem byla vypočtena přibližná hodnota konečného smrštění betonu v konstrukcích cca $\varepsilon_{cs} = 300e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl $25,00^\circ\text{C}$.

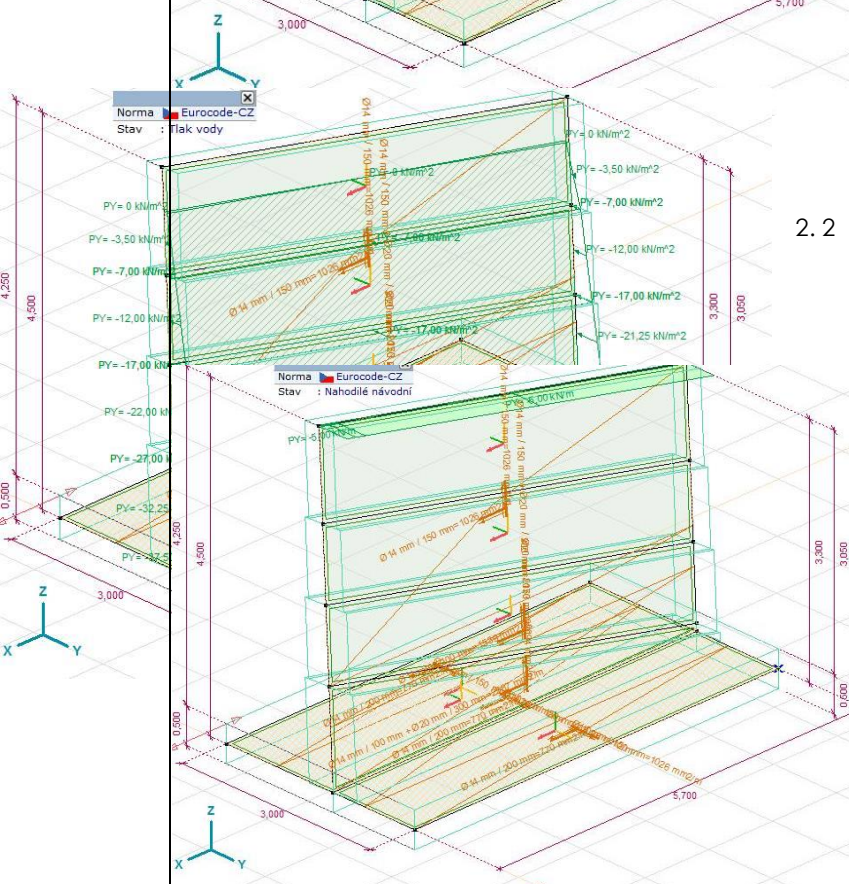
Ve výpočtu je pak tento vliv modelován zatěžovacím stavem s nepřímým zatížením rozdílem teplot konstrukcí. Jako výchozí virtuální referenční teplota konstrukcí byla stanovena hodnota $T_0 = 15,00^\circ\text{C}$. Konečná teplota povrchů základové desky $T_1 = -10,00^\circ\text{C}$; a teplota stěn $T_2 = -15,00^\circ\text{C}$.

Teplotní rozdíl mezi referenční a konečnou teplotou představuje vliv smrštění. Do desky se vnáší namáhání plošnou podporou – resp. její tuhostí ve vodorovných směrech (soudržnost, tření). Rozdíl mezi konečnou teplotou desky a konečnou teplotou stěny představuje rozdíl mezi smrštěním desky a stěny v době připojení stěny na desku.



2. Proměnná zatížení

< 2.1 Přítížení terénu na rubové straně stěny (uvažováno plošné přítížení úseku za stěnou cca 10 kNm⁻²). Toto přítížení vygeneruje svislé rovnoměrné zatížení na rubu stěny 5,00 kNm⁻²)



2.2 Zatížení tlakem vody ve korytu skluzu >

< 2.3 Nahodilé zatížení tlakem splavenin

6.4.2 Uvažované kombinace zatížení

Uvažované kombinace pro příslušná posudková kritéria

	Jméno	Typ	VI tíha (Stálé)	Tíha bet navodni strana (Stálé)	Tíha nasypu rubova strana (Stálé)	Zemni tlak (Stálé)	Smrš (Stálé)	Přítížení terénu rub (Proměnné)	Tlak vody (Proměnné)	Splavení ny návodní (Proměnné)
1	MSU 1	MSÚ	1,35	1,35	1,35	1,4	0	1,5	0	0
2	MSU 2	MSÚ	0,9	1	1	1,2	0	1,5	0	0
3	MSU 3	MSÚ	0,9	1	1	1,4	0	1,2	0	0
4	MSU 4	MSÚ	1,35	1,35	1,35	1,4	1	1,5	0	0
5	MSU 5	MSÚ	0,9	1	1	1,2	1	1,5	0	0
6	MSU 6	MSÚ	0,9	1	1	1,4	1	1,2	0	0
7	MSU 7	MSÚ	0,9	0,9	0,9	0,5	0	0	1,2	1,5
8	MSU 8	MSÚ	0,9	0,9	0,9	0,5	1	0	1,2	1,5
9	MSU 9	MSÚ	1,35	1	1	0,5	1	0	1,2	1,5
10	Char 1	MSP Charakterist	1	1	1	1,2	0	1	0	0
11	Char 2	MSP Charakterist	1	1	1	1	0	1,2	0	1
12	Char 3	MSP Charakterist	1	1	1	0,7	0	0	1	0
13	Char 4	MSP Charakterist	1	1	1	1,2	0,75	1	0	0
14	Char 5	MSP Charakterist	1	1	1	1	0,75	1,2	0	1
15	Char 6	MSP Charakterist	1	1	1	0,7	0,75	0	1	0

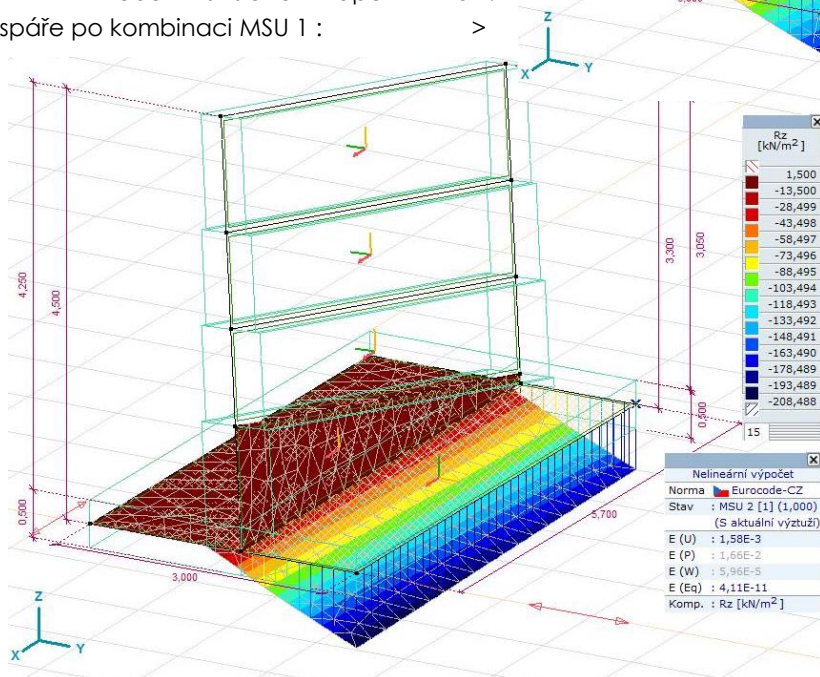
6.4.3 Výpočet stěny (dil. ús. 6,7,8,9) – posouzení konstrukce dle kritérií

6.4.3.1 Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry

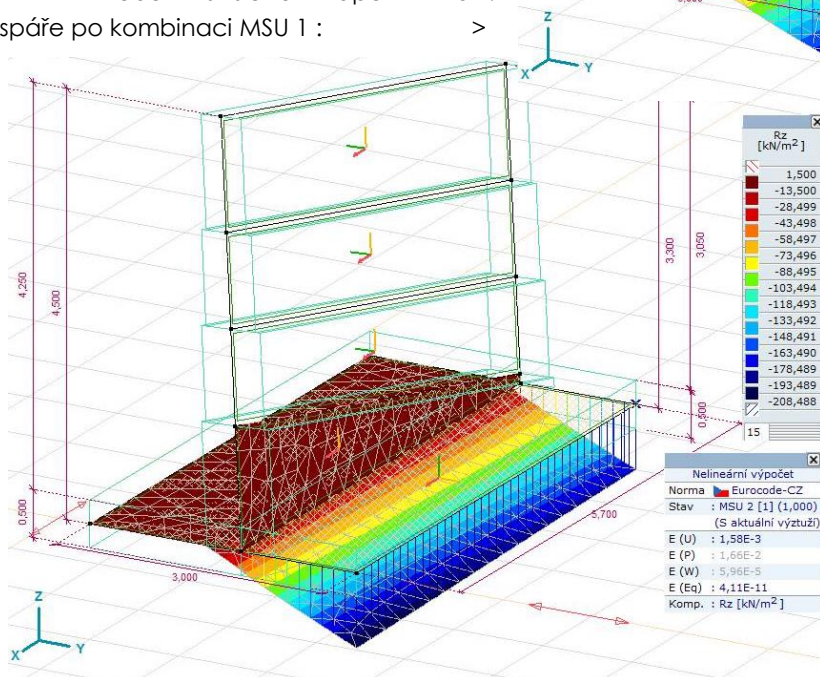
Proveden nelineární výpočet soustavy s nelineárními plošnými (pouze tlakovými podporami). Z obrazce napětí (svislé složky napětí R_z) v plošné podpoře ověřena stabilita konstrukce proti překlopení (na obě strany) i únosnost základové spáry.

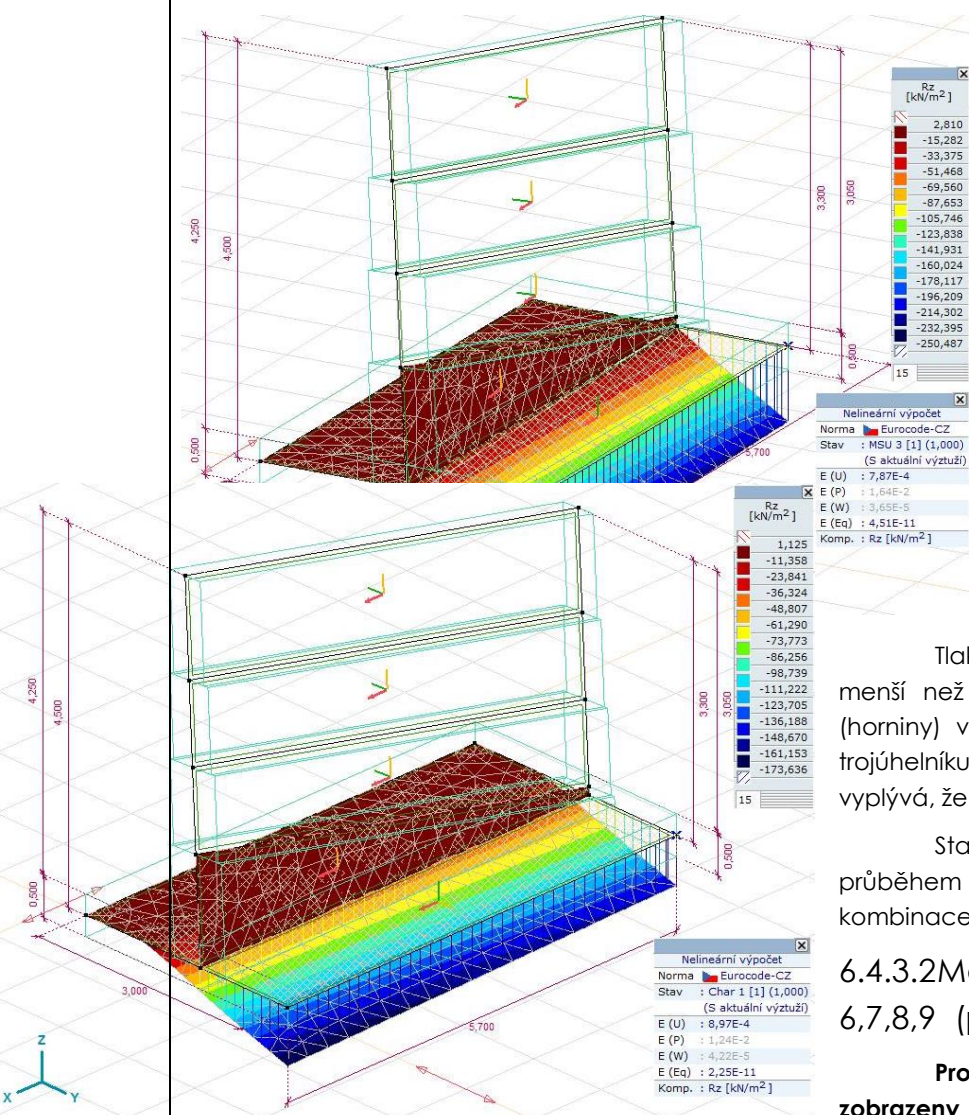
Napětí v základové spáře pro kritické kombinace MSU z hlediska stability na překlopení.

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 1 :



< Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 2 :





< Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 3 :

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSP Char 1 : >

Vyhodnocení:

Tlaková namáhání v základové spáře jsou menší než skutečná výpočtová únosnost zeminy (horniny) ve spáře. Současně z obrazce napětí - trojúhelníku (n. lichoběžníku) pro příčný profil stěny – vyplývá, že konstrukce je stabilní proti překlopení.

Stabilita proti překlopení dále doložena průběhem svislé složky napětí ve spáře pro kritické kombinace.

6.4.3.2 Mezní stavy únosnosti stěn dil. ús. 6,7,8,9 (posouzení ohybové výztuže)

Pro obálku kombinací Min. Max. MSU jsou zobrazeny diagramy s izoplochami rozdílů ploch

nutné a aktuální výztuže. Pokud je tento rozdíl pro výztuž při obou površích a v obou směrech v celém rozsahu konstrukcí > 0 , pak navrhované konstrukce vyhovují v celém rozsahu pro mezní stavy únosnosti.

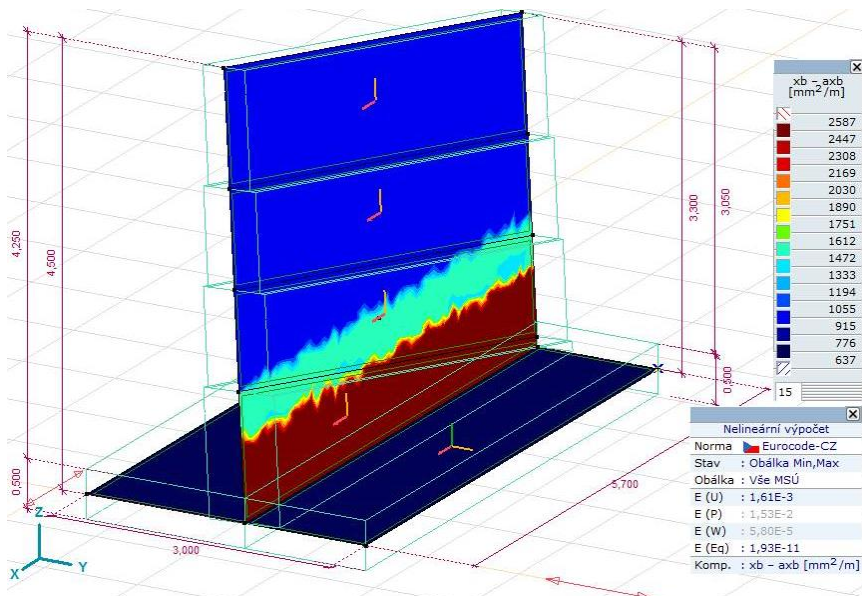
Tj. níže je postupně ověřeno, že pro výztuže ve směru x a y a pro dolní i horní povrch je příslušný rozdíl ploch nutné a aktuální výztuže (znázor. izoplochami 3D) větší než 0.

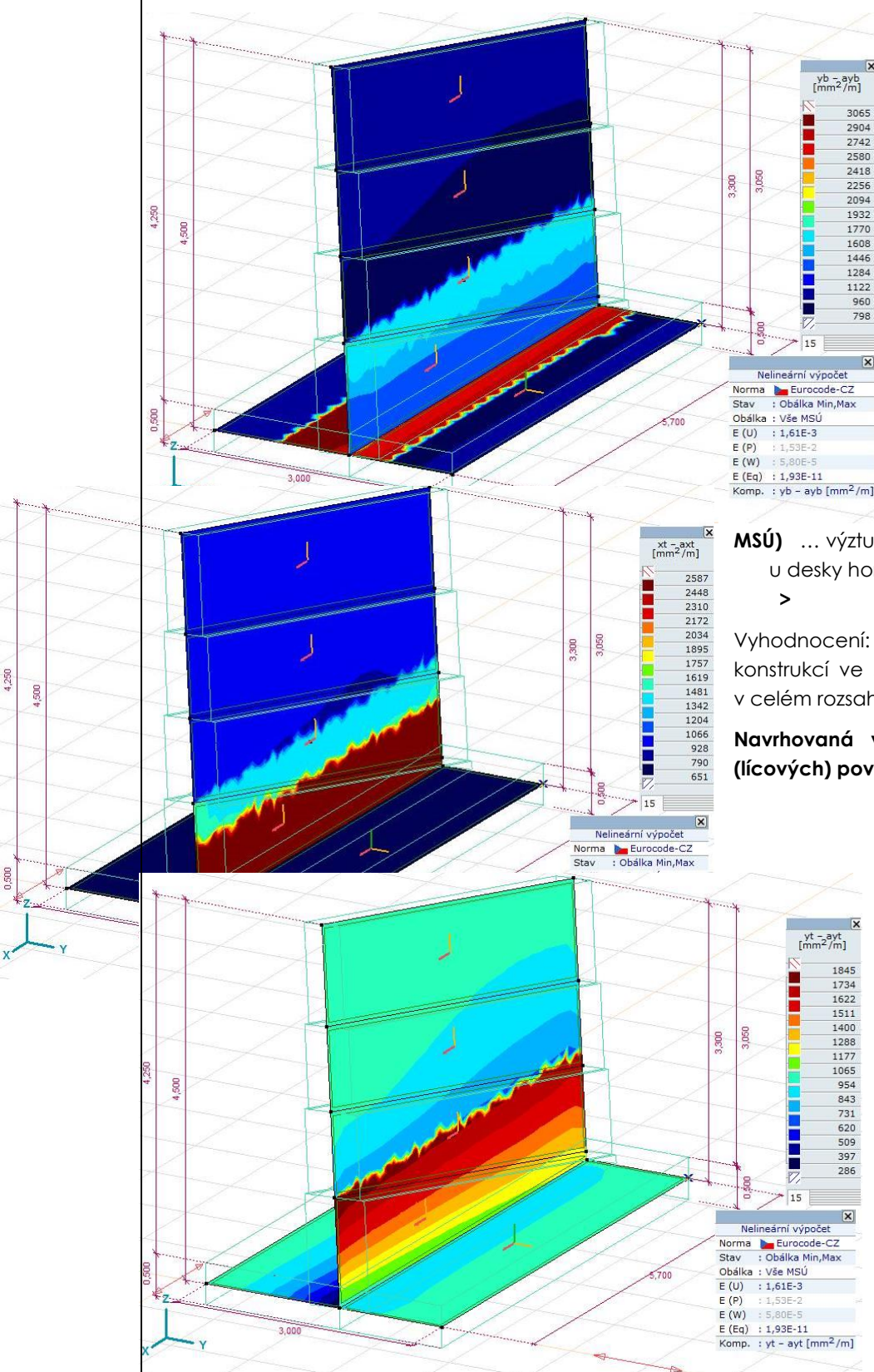
$x_b - a_{xb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn rubový povrch)

>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $x_b - a_{xb} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru x při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.





$< y_b - a_{yb}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru y při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn rubový povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_b - a_{yb} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru y při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.

$x_t - a_{xt}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn lícový povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při horním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $x_t - a_{xt} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru x při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

$y_t - a_{yt}$ (výztuž ve směru y při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn vnitřní povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_t - a_{yt} > 0$.

Navrhovaná výztuž ve směru y při horních (lícových) površích vyhovuje pro MSÚ.

Poznámka: malá místa, kde navržená plošná výztuž teoreticky nevyhovuje jsou pouze špičky momentů nebo malá místa kolem teoretické linie střednic. Ve

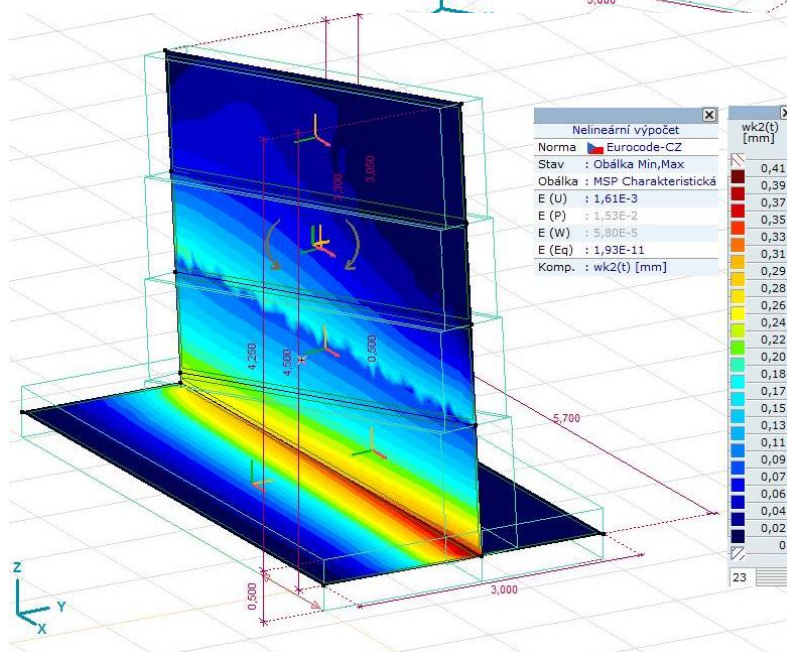
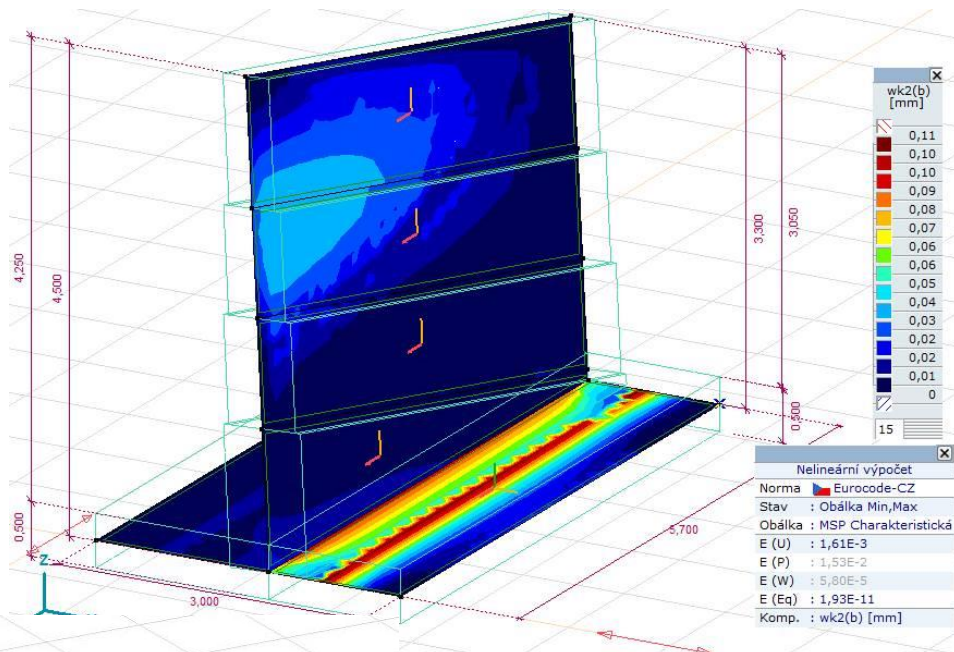
skutečnosti pata stěny probíhá v úrovni vetknutí do desky. Navíc výztuž při započtení teor. malých špiček do relevantních dimenzačních ploch vyhovuje.

6.4.3.3 Mezní stavy použitelnosti.

Posouzeny šířky trhlin pro charakteristické, kvazistálé kombinace zatížení

Omezení šířky trhlin - diagramy s izoplochami tloušťky trhlin pro oba povrchy

Wk2(b)šířka trhlin při **spodním povrchu** (to je u desky **spodní** povrch u stěn **rubový** povrch) pro obálku MSP (Min, Max) :

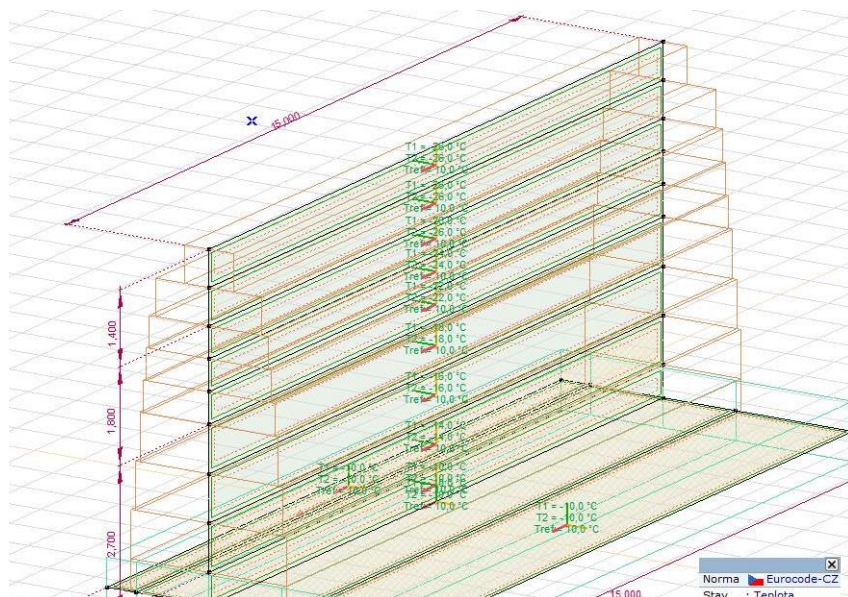


Wk2(t)šířka trhlin při **horním povrchu** (to je u desky **horní** povrch u stěn **lícový** povrch **dovnitř nádrží**)

Vyhodnocení. Pro obálku MSP (Min, Max) dosahuje teoretická šířka trhlin na konstrukci max 0,30 mm, přičemž tato hodnota je v místě teor. Styčnice desky a stěny.

Místa, kde teoretická šířka trhlin přesahuje tuto hodnotu jsou lokální špičky probíhající podél teor. Sřednic a navíc lokálně v rozích. Tyto plochy jsou pouze teoretické.

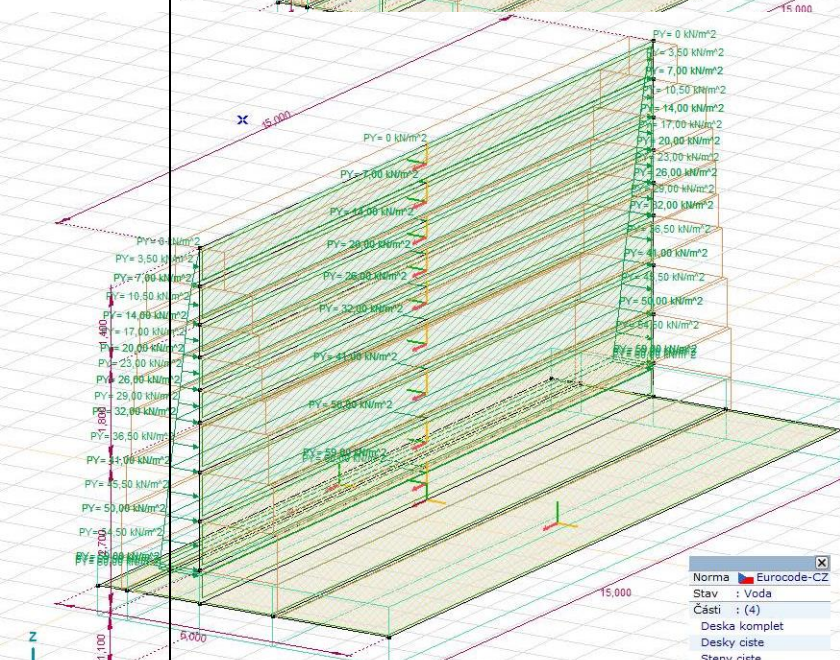
< 1.4 Vliv smrštění, hydratace, chlazení.... Tyto vlivy resp. jejich výsledný efekt vyjádřen v zatěžovacím stavu 1.4



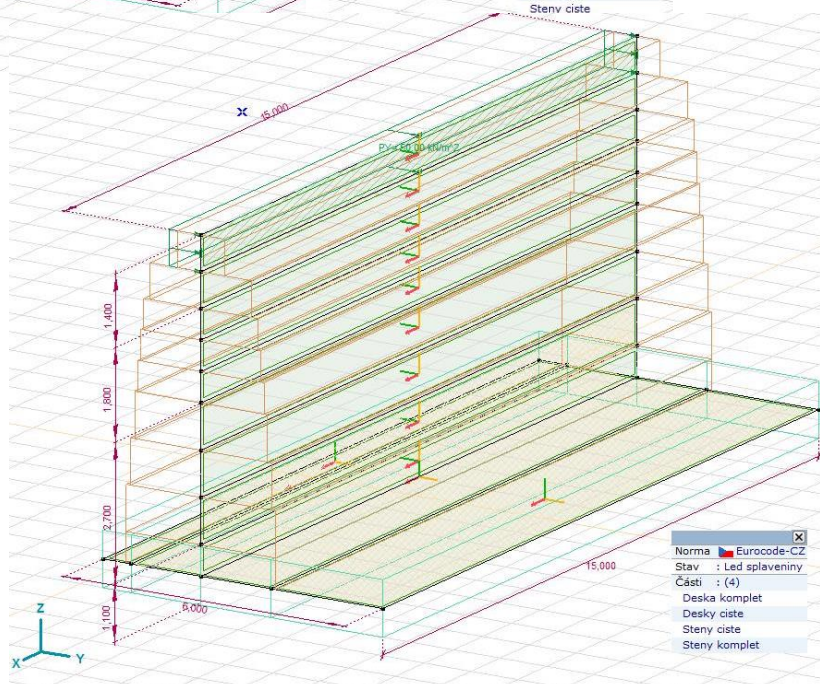
2. zatížení

Proměnná

2.1 Hydrostatický tlak na stěnu >



< 2.2 Zatížení stěny ledem, splaveninami atd.



6.5.2 Uvažované kombinace zatížení - kombinace pro příslušná posudková kritéria

	Jméno	Typ	VI tíha (Stálé)	Pritizení desky (Stálé)	Vztlak vody 1 (Stálé)	Teplota (Stálé)	Voda (Proměnné)	Led splavení ny (Proměnné)
1	MSU 1	MSÚ	1,5	1	0,25	0	1,4	0
2	MSU 2	MSÚ	1,5	1	0,25	1	1,4	0
3	MSU 3	MSÚ	0,9	0,9	1	0	1,4	0
4	MSU 4	MSÚ	0,9	0,9	1	0	1,2	1,4
5	MSU 5	MSÚ	0,9	0,9	1	1	1,4	0
6	MSU 6	MSÚ	0,9	0,9	1	1	1,2	1,4
7	Char 3	MSP Charakterist	1	1	1	0	1	0
8	Char 4	MSP Charakterist	1	1	1	0,5	1	0
9	Char 5	MSP Charakterist	1	1	0,9	0	1	1
10	Char 6	MSP Charakterist	1	1	0,9	0,5	1	1

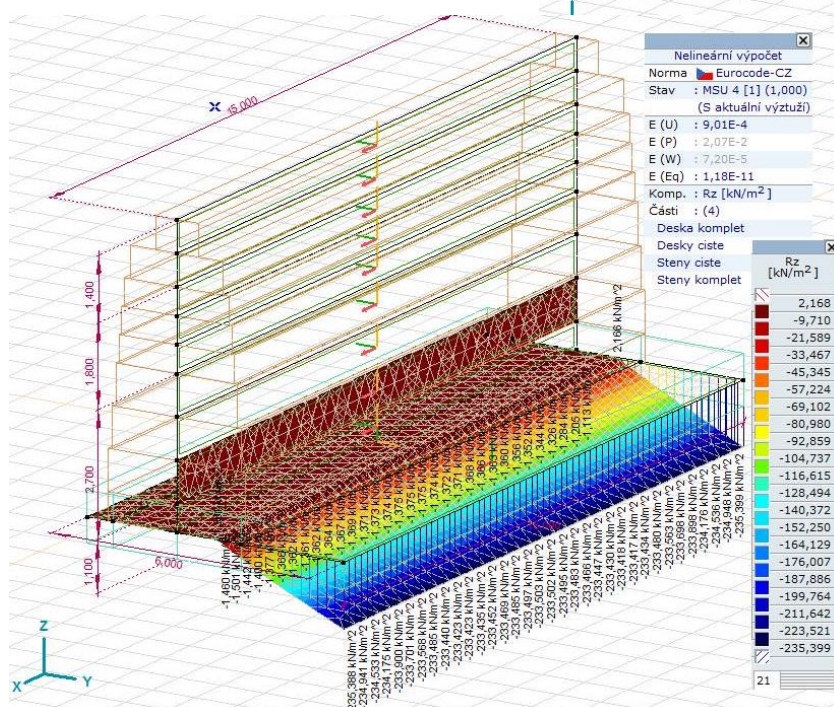
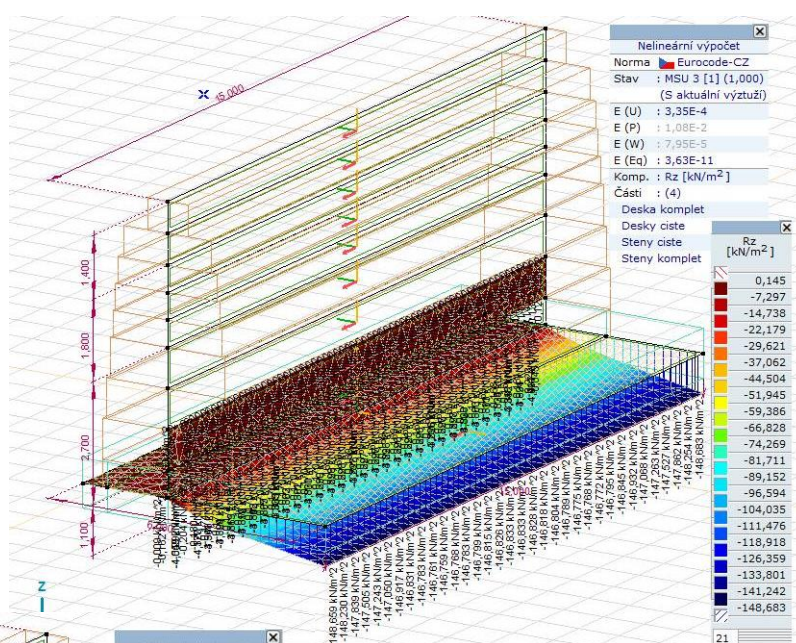
6.5.3 Výpočet přelivné stěny (dil. ús. 12)– posouzení konstrukce dle kritérií

6.5.3.1 Posouzení stability stěny a únosnosti základové spáry

Proveden nelineární výpočet soustavy s nelineárními plošnými (pouze tlakovými podporami). Z obrazce napětí (svislé složky napětí R_z) v plošné podpoře ověřena stabilita konstrukce proti překlolení (na obě strany) i únosnost základové spáry.

Napětí v základové spáře pro kritické kombinace MSU z hlediska stability na překlolení.

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 3 :



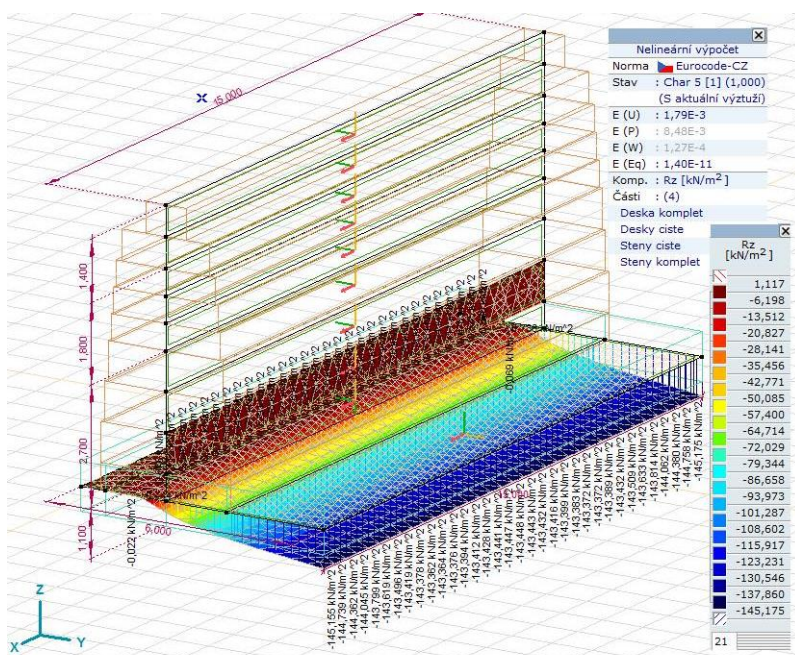
< Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSU 4 :

Průběh svislého napětí v zákl. spáře po kombinaci MSP Char 5 : >

Vyhodnocení:

Tlaková namáhání v základové spáře jsou menší než skutečná výpočtová únosnost zeminy (horniny) ve spáře. Současně z obrazce napětí - trojúhelníku (n. lichoběžníku) pro příčný profil stěny – vyplývá, že konstrukce je stabilní proti překlopení.

Stabilita proti překlopení dále doložena průběhem svislé složky napětí ve spáře pro kritické kombinace.

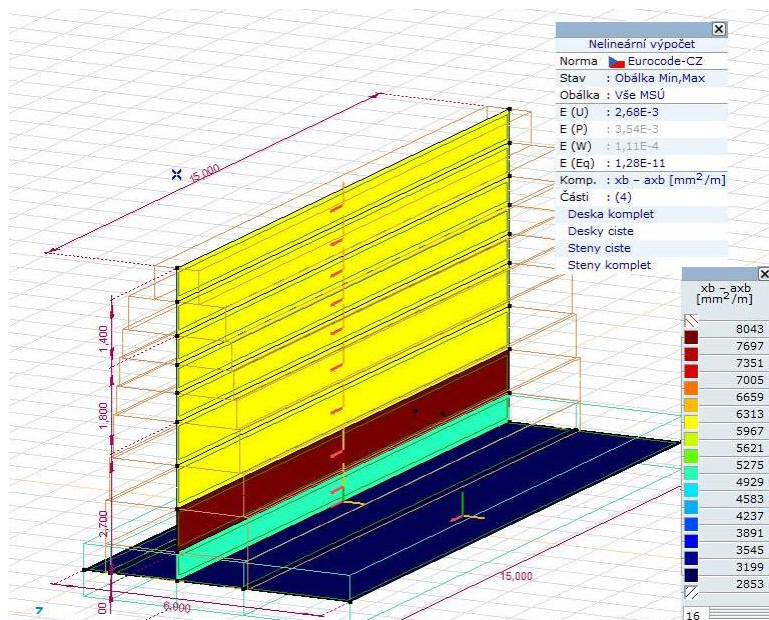


6.5.3.2 Mezní stavy únosnosti (posouzení ohybové výztuže)

Pro obálku kombinací Min. Max. MSU jsou zobrazeny diagramy s izoplochami rozdílů ploch nutné a aktuální výztuže. Pokud je tento rozdíl pro výztuž při obou površích a v obou směrech v celém rozsahu konstrukcí > 0, pak navrhované konstrukce vyhovují v celém rozsahu pro mezní stavy únosnosti.

Tj. níže je postupně ověřeno, že pro výztuž ve směru x a y a pro dolní i horní povrch je příslušný rozdíl ploch nutné a aktuální výztuže (znázor. izoplochami 3D) větší než 0.

xb – axb (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn povrch do spadiště)

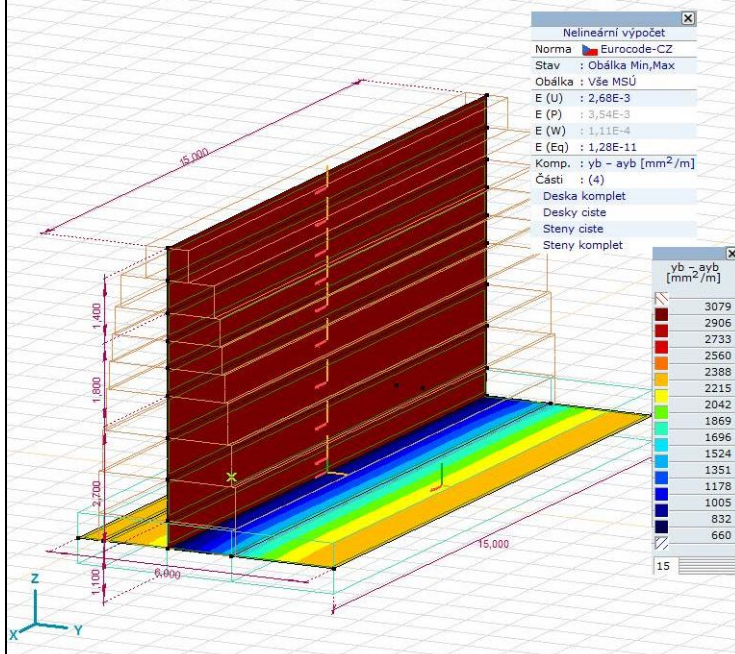


>

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: **xb – axb > 0**. Navrhovaná výztuž ve směru x při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.

< yb – ayb (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru y při spodním povrchu – tj. u desky spodní povrch, u stěn povrch do spadiště)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí

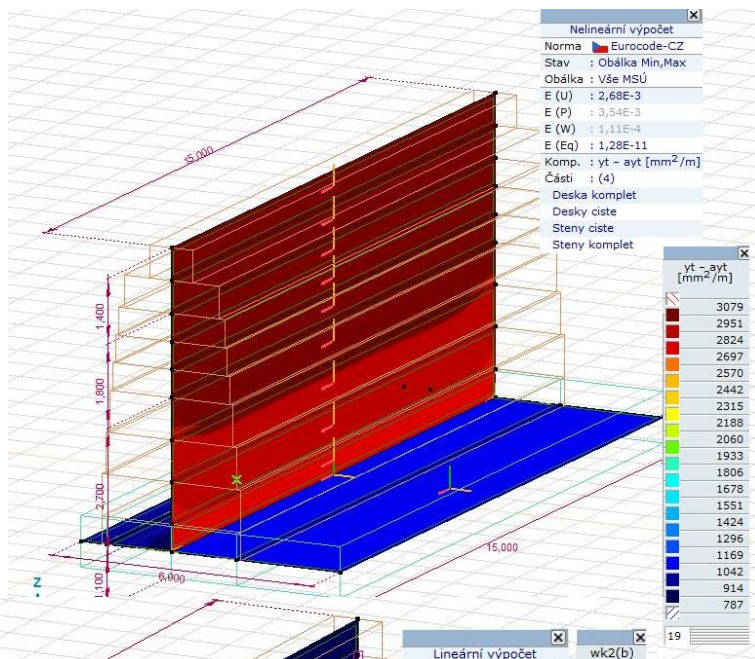
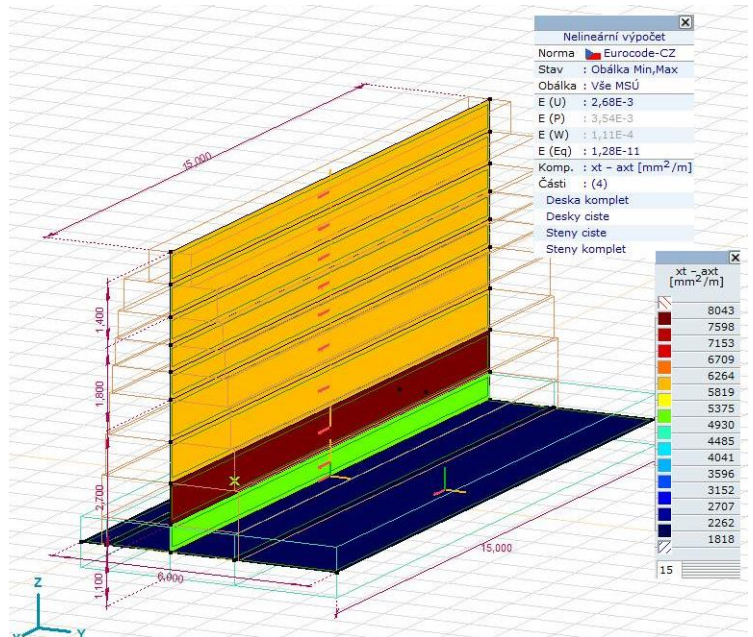


v celém rozsahu konstrukcí: $y_b - a_{yb} > 0$. Navrhovaná výztuž ve směru y při dolních površích vyhovuje pro MSÚ.

$x_t - a_{xt}$ (pro obálku Min. Max MSÚ) ... výztuž ve směru x při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn povrch návodní) >

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru x při horním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $x_t - a_{xt} > 0$.

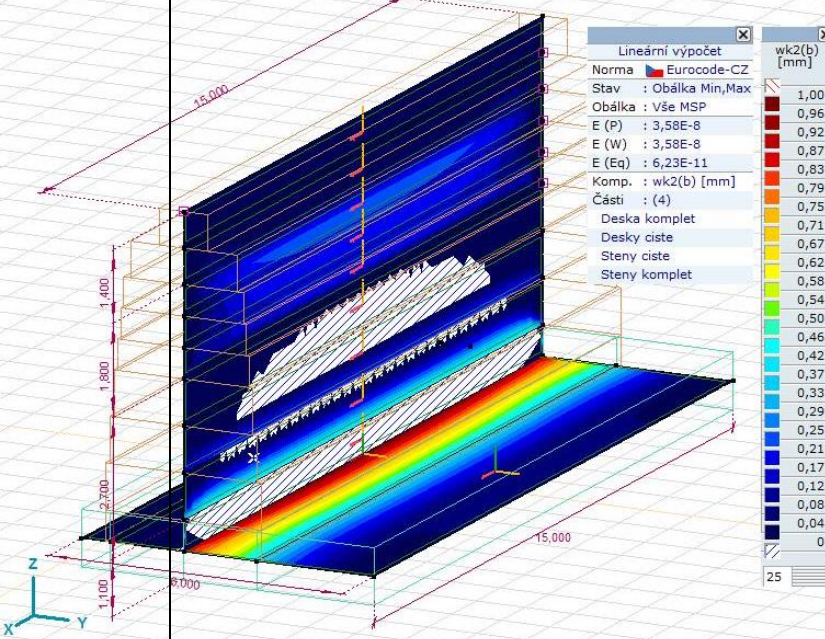
Navrhovaná výztuž ve směru x při horních (návodních) površích vyhovuje pro MSÚ.



< $y_t - a_{yt}$ (výztuž ve směru y při horním povrchu – tj. u desky horní povrch, u stěn návodní povrch)

Vyhodnocení: pro výztuž deskostěnových konstrukcí ve směru y při dolním povrchu platí v celém rozsahu konstrukcí: $y_t - a_{yt} > 0$. Navrhovaná výztuž ve směru y při horních (návodních) površích vyhovuje pro MSÚ.

Poznámka: malá místa, kde navržená plošná výztuž teoreticky nevyhovuje jsou pouze špičky momentů nebo malá místa kolem teoretické linie střednic. Ve skutečnosti pata stěny probíhá v úrovni větvení do desky. Navíc výztuž při započtení teor. malých špiček do relevantních dimenzačních ploch vyhovuje.



6.5.3.3 Mezní stavy použitelnosti.

Posouzeny šířky trhlin pro charakteristické, kvazistálé kombinace zatížení

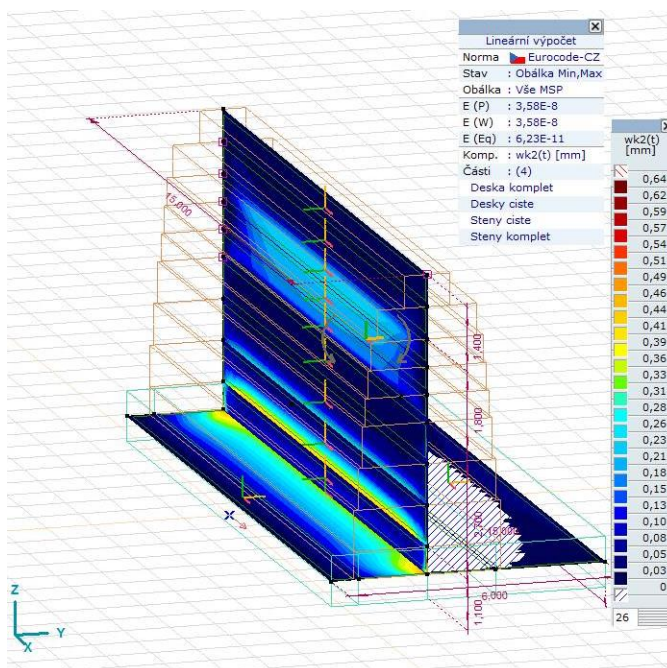
Omezení šířky trhlin - diagramy s izoplochami tloušťky trhlin pro oba povrchy

Wk2(b)šířka trhlin při spodním povrchu (to je u desky spodní povrch u stěn rubový povrch) pro obálku MSP (Min, Max) :

Wk2(t)šířka trhlin při horním povrchu (to e u desky horní povrch u stěn lícový povrch dovnitř nádrží)

Vyhodnocení. Pro obálku MSP (Min. Max) dosahuje teoretická šířka trhlin na konstrukci max 0,30 mm, přičemž tato hodnota je v místě teor. Styčnice desky a stěny.

Místa, kde teoretická šířka trhlin přesahuje tuto hodnotu jsou lokální špičky probíhající podél teor. střednic a navíc lokálně v rozích. Tyto plochy jsou pouze teoretické.



V Pardubicích, 09/ 2019

vypracoval ing. Vladimír Zevl